

UNIVERSIDAD DE CUENCA

FUNDADA EN 1867



FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIO DEL REVESTIMIENTO DE TALUDES AGUAS ARRIBA EN LAS PRESAS DE TIERRA DEL PROYECTO PACALORI

AUTORES:

Daniel Eduardo Guamán Mendoza
Jessica Paola Verdugo Gallegos

DIRECTOR:

Ing. M.Sc. Rolando Armas Novoa

TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN
DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Cuenca – Ecuador
2014



RESUMEN

El presente trabajo indica la metodología de diseño de los tipos de revestimiento más utilizados, como protección del talud aguas arriba en presas de tierra homogénea, revestimiento con enrocamiento a volteo y revestimiento con losas de hormigón articulado. Para el enrocamiento a volteo se diseña el peso máximo, el diámetro máximo de la piedra, y el espesor del revestimiento en función de la intensidad de la ola, mediante el procedimiento de cálculo basado en la Experiencia Cubana. El peso mínimo de la piedra está determinado por el método de cálculo presentado en el libro de “Presas de Tierra y Enrocamiento” de *Raúl Marsal y Daniel Reséndiz*. En el revestimiento con losas de hormigón articulado se determina el diagrama de presiones totales generado por la acción de la ola y el diagrama de subpresión generado por un desembalse rápido; el espesor de la losa se diseña para que cumpla con los criterios de estabilidad (arrastre y flotación). Una vez obtenido el diagrama de presiones totales se determina el momento máximo al que está sometida la losa de hormigón articulada y posteriormente, con un análisis a flexión simple se determina el acero de refuerzo. Los resultados obtenidos son comparados con recomendaciones dadas por varios autores e instituciones internacionales.

Palabras Clave:

Presas de tierra, Revestimiento del talud aguas arriba, Enrocamiento a volteo, Losas de hormigón articulado, Acción de las olas.



ABSTRACT

This research indicates the design methodology with respect to the types of surface protection for upstream slopes mostly used as homogeneous earthfill dam, protection with dumped rock riprap and protection with articulated concrete slabs. For the dumped rock riprap is designed the maximum stone weight, maximum stone diameter and the thickness of the riprap layer as a function of wave intensity, by means of the calculation process from the Cuban Experience. The minimum stone weight is determined by the calculation method included in the book “Presas de Tierra y Enrocamiento” written by *Raúl Marsal and Daniel Reséndiz*. In the articulated concrete slabs is determined the total pressures diagram generated by the wave action and the sub-pressure diagram generated by a reservoir drawdown; slab thickness is designed to satisfy stability criteria (drag and flotation). After obtaining the total pressures diagram, the maximum moment to which the articulated concrete slabs are subjected is determined and subsequently, an analysis of simple bending determines the steel reinforcement. All results obtained are compared with recommendations given by various authors and international institutions.

Keywords:

Earthfill dams, Upstream slope protection, Dumped rock riprap, Articulated concrete slabs, Wave action.



RESUMEN	2
ABSTRACT	3
Introducción.....	17
Introducción.....	17
Justificación	17
Objetivo General.....	18
Objetivos Específicos	18
Alcance	18
Descripción General del Proyecto.....	19
1 Marco Teórico.....	21
1.1 Presas de Tierra	21
1.1.1 Clasificación de las Presas de Tierra	21
1.1.1.1 Secciones Homogéneas.....	21
1.1.1.2 Secciones Graduadas	22
1.1.1.3 Secciones Mixtas	23
1.2 Criterios de Diseño de las Presas de Tierra.....	23
1.2.1 Altura y Longitud de Ola.....	24
1.3 Revestimientos del Talud Aguas Arriba de una Presa de Tierra	26
1.3.1 Apoyo del Revestimiento en el Talud Aguas Arriba	26
1.3.2 Revestimiento con Enrocamiento	29
1.3.2.1 Características de las Rocas	30
1.3.2.2 Recomendaciones del Espesor en el Enrocamiento	31
1.3.2.3 Daños en el Enrocamiento	32
1.3.3 Revestimiento con Losas de Hormigón Armado (fundidas “in situ” o prefabricadas) ..	35
1.3.3.1 Fuerzas que actúan sobre las Losas de Hormigón	36
1.3.3.2 Juntas.....	38
1.3.3.3 Recomendaciones para las Losas de Hormigón.....	40
1.3.3.4 Daños en las Losas de Hormigón Articulado	42
2 Materiales y Métodos.....	43
2.1 Condiciones Generales del Proyecto	43
2.1.1 Topografía.....	43



2.1.2	Climatología	44
2.1.2.1	Viento	44
2.1.2.2	Hidrología	45
2.2	Determinación de la Altura (h) y Longitud de la Ola (λ)	46
2.3	Revestimiento con Enrocamiento a Volteo	49
2.3.1	Método de la Experiencia Cubana	50
2.3.2	Método según Raúl Marsal y Daniel Reséndiz	52
2.4	Revestimiento con Losas de Hormigón	53
2.4.1	Acción de la Ola sobre las Losas de Hormigón	53
2.4.2	Determinación de la Presión Dinámica sobre la Losa de Hormigón	54
2.4.3	Determinación de la Presión Estática sobre la Losa de Hormigón	57
2.4.4	Subpresión	59
2.4.5	Estabilidad de la Losa de Hormigón	60
2.4.5.1	Estabilidad de la Losa a la Flotación	60
2.4.5.2	Estabilidad de la Losa al Arrastre	60
2.4.6	Determinación del Acero de Refuerzo a Flexión Simple	61
3	Resultados y Discusión	65
3.1	Cálculo de la Altura (h) y Longitud de la Ola (λ)	65
3.2	Cálculo de Enrocamiento a Volteo	67
3.2.1	Método de la Experiencia Cubana	67
3.2.2	Método según Raúl Marsal y Daniel Reséndiz	69
3.3	Cálculo de las Losas de Hormigón Armado	71
3.3.1	Presión Dinámica sobre la Losa de Hormigón	71
3.3.2	Diagrama de Presiones Dinámicas que actúan sobre la Losa de Hormigón	75
3.3.3	Presión Estática sobre la Losa de Hormigón	76
3.3.4	Subpresión	79
3.3.5	Estabilidad de la Losa a Flotación	80
3.3.6	Estabilidad de la Losa al Arrastre	81
3.3.7	Cálculo del Acero de Refuerzo	81
4	Conclusiones y Recomendaciones	88
5	Bibliografía	90



INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Espesor mínimo del material de transición.	28
Tabla 2. Criterio usual para diseño de protecciones de enrocamiento	31
Tabla 3. Espesores y límites de granulometría para el enrocamiento sobre taludes.	32
Tabla 4. Velocidades máximas para diferentes periodos de retorno	45
Tabla 5. Cotas de los niveles de agua en el embalse de Chojampe 2.....	46
Tabla 6. Categoría de la presa.....	46
Tabla 7. Probabilidad de ocurrencia de la velocidad de viento máxima en función del NAN	47
Tabla 8. Probabilidad de ocurrencia de la altura de la ola de acuerdo a la categoría de la presa..	49
Tabla 9. Factores para la determinación de la altura y longitud de ola	49
Tabla 10. Coeficiente K que depende de la categoría de la presa.....	51
Tabla 11. Módulo de elasticidad y de poisson para arena suelta y arcilla media	62
Tabla 12. Datos para el cálculo de altura y longitud de la ola	65
Tabla 13. Datos para el cálculo del diámetro, peso máximo de la roca y espesor del revestimiento	67
Tabla 14. Diámetro de la piedra y espesor del enrocamiento.....	69
Tabla 15. Datos para el cálculo del diámetro y peso mínimo de la roca del revestimiento.....	69
Tabla 16. Peso y diámetro mínimo del enrocamiento a volteo	70
Tabla 17. Datos para el diseño del revestimiento con losas de hormigón en la presa Chojampe 2	71
Tabla 18. Datos para el cálculo del módulo de reacción del suelo	81
Tabla 19. Parámetros requeridos por el software SAP2000	82
Tabla 20. Momento y cortante máximo en la losa de hormigón.....	82



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura I. Ubicación de las presas de tierra del proyecto PACALORI	20
Figura 1. 1. Sección transversal de una presa de tierra homogénea	22
Figura 1. 2. Presas con sección graduada	22
Figura 1. 3. Presas con sección mixta	23
Figura 1. 4. Altura y Longitud de Ola.	25
Figura 1. 5. Daños típicos en el enrocamiento	33
Figura 1. 6. Dirección del flujo en el talud aguas arriba después de un desembalse rápido	38
Figura 1. 7. Juntas de construcción	39
Figura 1. 8. Juntas de dilatación	39
Figura 1. 9. Juntas de contracción	40
Figura 2. 1. Trazo y distancia del fetch en el embalse de la presa Chojampe 2	44
Figura 2. 2. Curvas de relación profundidad media del embalse (D) y longitud de la ola (λ) vs parámetros β y α	48
Figura 2. 3. Roca superficial típica en una protección de enrocamiento.....	52
Figura 2. 4. Gráfico de la ola que actúa sobre la losa de hormigón.....	53
Figura 2. 5. Diagrama de la presión dinámica de la ola	57
Figura 2. 6. Diagrama de la presión estática de la ola	58
Figura 2. 7. Diagrama de subpresión en la losa de hormigón	59
Figura 3. 1. Diagrama de presión dinámica sobre la losa de hormigón	76
Figura 3. 2. Diagrama de presión estática sobre la losa de hormigón	78
Figura 3. 3. Diagrama de presiones totales sobre la losa de hormigón	78
Figura 3. 4. Diagrama de subpresión en la losa de hormigón	80
Figura 3. 5. Diagrama de momentos.....	83
Figura 3. 6. Losas de hormigón en el talud aguas arriba de la presa Chojampe 2	86
Figura 3. 7. Detalle de la distribución de aceros en las losas de hormigón, juntas de construcción y de dilatación	87



Lista de Símbolos

A_o	Acero unitario de la varilla a utilizar.
b	Base de la losa de hormigón.
C	Punto de contacto más bajo de una roca.
d	Peralte Efectivo.
d_{cr}	Profundidad crítica de rompimiento de la ola.
D_{esf}	Diámetro de la esfera.
D_{10}	Diámetro por el cual pasa el 10% de las partículas que son menores.
D_{15}	Diámetro por el cual pasa el 15% de las partículas que son menores.
D_{50}	Diámetro por el cual pasa el 50% de las partículas que son menores.
D_{60}	Diámetro por el cual pasa el 60% de las partículas que son menores.
D_{85}	Diámetro por el cual pasa el 85% de las partículas que son menores.
D	Profundidad de Agua en el Embalse.
e	Espesor del revestimiento.
e^*	Espaciamiento del refuerzo.
E	Módulo de elasticidad del terreno.
E_h	Módulo de elasticidad del hormigón.
f'_c	Resistencia del hormigón.
f_y	Resistencia del acero de refuerzo.
F	Fetch.
FS	Factor de seguridad.
g	Aceleración de la gravedad ($9.81m/s^2$).
G	Centro de gravedad de la roca.
h	Altura de la Ola.
h_{cresta}	Altura de la cresta.
h_w	Altura de la ola para una probabilidad w .
H	Profundidad de aguas en el embalse.



H_{crit}	Profundidad crítica.
I	Inercia de la sección de la losa.
k	Módulo de reacción del terreno.
L	Dimensión de la losa a lo largo del talud.
m	Pendiente del talud aguas arriba.
M_{max}	Momento máximo que actúa sobre la losa.
M^*	Momento mayorado.
p	Parapeto.
$P_{Bmáx}$	Presión máxima debido al impacto de la ola.
P_e	Presión estática.
Q	Peso máximo de la piedra.
r	Coeficiente que depende de la clasificación de la piedra.
$R^* a$	Resistencia del Acero minorada.
$R' b^*$	Resistencia del Hormigón minorada.
t	Espesor de la losa.
T_r	Tiempo de retorno.
V_v	Velocidad del viento medida a 10m sobre el agua.
W	Peso mínimo de la roca.
X_B	Abscisa del punto de impacto de la ola.
Y_B	Ordenada del punto de impacto de la ola.
α	Coeficiente de corrección de la altura y longitud de ola.
α_{cr}	Ángulo de inclinación del talud en condiciones de equilibrio crítico.
β	Coeficiente de corrección de la altura y longitud de ola.
γ_m	Peso específico de la piedra.
γ_H	Peso específico del hormigón.
γ_w	Peso específico del agua.
ϵ	Pendiente de la ola.



λ	Longitud de la Ola.
μ	Coeficiente de forma de las piedras.
θ	Ángulo que forma la dirección del viento con la dirección del Fetch.
φ	Ángulo formado por la tangente a la dirección del chorro y la normal del talud.
ν	Módulo de Poisson

Lista de Acrónimos

LIDAR	Laser Imaging Detection and Ranging
NAM	Nivel de Aguas Máximas.
NAN	Nivel de Aguas Normales.
PACALORI	Plan de Aprovechamiento y Control del Agua en la Provincia de los Ríos.
PROMAS	Programa para el Manejo del Agua y del Suelo.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Daniel Eduardo Guamán Mendoza, autor de la tesis “ESTUDIO DEL REVESTIMIENTO DE TALUDES AGUAS ARRIBA EN LAS PRESAS DE TIERRA DEL PROYECTO PACALORI”, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de INGENIERO CIVIL. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 27 de Noviembre del 2014

Daniel Eduardo Guamán Mendoza

CI: 0105088470

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Jessica Paola Verdugo Gallegos, autora de la tesis “ESTUDIO DEL REVESTIMIENTO DE TALUDES AGUAS ARRIBA EN LAS PRESAS DE TIERRA DEL PROYECTO PACALORI”, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de INGENIERO CIVIL. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 27 de Noviembre del 2014

Jessica Paola Verdugo Gallegos

CI: 0302493655

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Daniel Eduardo Guamán Mendoza, autor de la tesis “ESTUDIO DEL REVESTIMIENTO DE TALUDES AGUAS ARRIBA EN LAS PRESAS DE TIERRA DEL PROYECTO PACALORI”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de mi exclusiva responsabilidad.

Cuenca, 27 de Noviembre del 2014

Daniel Eduardo Guamán Mendoza

CI: 0105088470

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador

Autoría: Daniel Eduardo Guamán Mendoza
Jessica Paola Verdugo Gallegos



Yo, Jessica Paola Verdugo Gallegos, autora de la tesis “ESTUDIO DEL REVESTIMIENTO DE TALUDES AGUAS ARRIBA EN LAS PRESAS DE TIERRA DEL PROYECTO PACALORI”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de mi exclusiva responsabilidad.

Cuenca, 27 de Noviembre del 2014

Jessica Paola Verdugo Gallegos

CI: 0302493655



DEDICATORIA

A Dios por derramar sus bendiciones sobre mí y llenarme de su fuerza para vencer todos los obstáculos desde el principio de mi vida.

A mis padres Ángel y Ana, por todo el esfuerzo y sacrificio para brindarme toda la comprensión, el apoyo incondicional y la confianza en cada momento de mi vida.

A mis hermanos Fabián, Ivonne y Anthony que son el cimiento principal para la construcción de mi vida profesional, sentaron en mí las bases de responsabilidad y deseos de superación.

A mi tía Zoila Guamán por la constante motivación, apoyo incondicional, y valores que influyeron en formarme como una persona de bien y preparada para los retos que pone la vida.

“Todo ha sido y será posible por ustedes”

Daniel

A mi padre Vichy, por sus palabras de aliento cuando todo se complicaba y por enseñarme que con responsabilidad y dedicación se logran todos los sueños.

A mi madre Vicky, que me ha mostrado que en el camino hacia la meta se necesita de mucha fortaleza para enfrentar las adversidades y de coraje suficiente para derribar miedos.

A mis hermanos Erika, Andrea, Bryan, Dayana y Karen, que siempre me han sabido alentar para culminar con mis objetivos planteados, con el abrazo incondicional que me motiva.

A mis sobrinos Tina y Teito, quienes se sumaron a nuestra familia para alegrarnos la vida y ser una razón más para cumplir mis metas.

Los amo a todos...

*“No hay tanta distancia entre imaginación y realidad...
Sí puedes pensarlo...puedes hacerlo”
Miguel Ángel Darshan*

Jessica



AGRADECIMIENTO

Principalmente agradecemos a Dios por guiarnos durante nuestra etapa universitaria y permitirnos terminar con éxito este trabajo.

De manera especial al Ing. M.Sc Rolando Armas Novoa por su constante esfuerzo, dedicación y por impartirnos conocimientos de su amplia experiencia en el campo de la Ingeniería Geotécnica, los que sirvieron para la culminación de este trabajo.

Al Ing. Felipe Cisneros PhD. Director del Departamento de Investigación PROMAS (Programa para el Manejo del Agua y el Suelo), por permitirnos formar parte del proyecto PACALORI y realizar este trabajo de investigación.

A nuestros padres y hermanos que fueron un pilar fundamental a lo largo de nuestras vidas y que siempre estuvieron brindándonos su apoyo incondicional cuando más lo necesitábamos.

A nuestro gran trabajo en equipo porque a lo largo de este, aprendimos que nuestras diferencias se convierten en riqueza cuando existe respeto y verdadera amistad.

*“Si un día llegaras a caer no te preocupes,
haz como el sol que cada tarde cae,
pero cada mañana se levanta con más resplandor”.*

Daniel y Jessica



INTRODUCCIÓN

Introducción

El recurso indispensable para la vida humana es el agua. Es por ello que el PROMAS (Programa para el Manejo del Agua y del Suelo), a través del proyecto PACALORI (Plan de Aprovechamiento y Control del Agua en la Provincia de los Ríos), realizará la construcción de 13 presas de tierra (con material limo-arcilloso); distribuidas en dos trasvases que servirán para almacenar agua para riego y control de inundaciones.

Cuando se trata de presas de tierra homogéneas, como son las del proyecto PACALORI, un factor importante es la protección de los taludes contra agentes del intemperismo; el talud aguas arriba contra la acción erosiva de la ola y el talud aguas abajo contra la acción del viento y de la lluvia.

El revestimiento del talud aguas arriba debe prevenir que no se produzca erosión en el terraplén por acción de la ola, por lo que será primordial elegir el material adecuado para su protección. Existen diferentes tipos de revestimientos: enrocamiento a volteo, enrocamiento colocado a mano, losas de hormigón armado fundidas “in situ”, losas de hormigón prefabricadas, hormigón asfáltico y suelo-cemento. Los utilizados con mayor frecuencia son el enrocamiento a volteo y las losas de hormigón armado. Por ello, realizaremos el análisis y diseño del revestimiento del talud aguas arriba para estos dos tipos de protección.

Según *Sherard J. L. y otros (1963)*, el mejor revestimiento del talud aguas arriba es el enrocamiento a volteo, debido al gran poder de disipación de la energía de la ola y su reacomodo de las piedras ante ésta acción. No obstante, si la existencia de canteras o minas se encuentran a distancias no económicas, otra opción es construir losas de hormigón armado (prefabricadas o fundidas “in situ”), con un determinado espesor que pueda soportar las fuerzas que actúan sobre ellas y evite que éstas se levanten por la acción de la subpresión.

Justificación

La protección del talud aguas arriba se realizará con el objetivo de resistir el esfuerzo producido por la acción de las olas. Para realizar el diseño del revestimiento es primordial



saber cómo ocurren los mecanismos de erosión generados por la acción de las olas y de inestabilidad que provoca la subpresión en un desembalse rápido.

El material utilizado como revestimiento del talud aguas arriba en las presas de tierra debe poseer una alta resistencia al corte, a la compresión y a la descomposición por el agua, al mismo tiempo deberá cumplir con los siguientes objetivos: resistir la acción erosiva de las olas del embalse, disipar la energía generada por el golpe destructor de la ola y tener un peso adecuado que resista las fuerzas de subpresión generadas por un desembalse rápido.

Objetivo General

Realizar un estudio de los tipos de revestimiento más utilizados en el talud aguas arriba de las presas de tierra, que garanticen la protección necesaria del terraplén contra la acción erosiva de las olas y del intemperismo, y recomendar el tipo de revestimiento a utilizar en las presas de tierra del proyecto PACALORI.

Objetivos Específicos

- Definir el procedimiento de diseño de los dos tipos de revestimientos: enrocamiento a volteo y losas de hormigón, que sirva como guía para el diseño de la protección del talud aguas arriba de cualquier presa de tierra.
- Definir el diámetro máximo de la piedra y el espesor del enrocamiento a volteo en una presa del proyecto PACALORI.
- Determinar las presiones estáticas y dinámicas generadas por el golpe destructor de la ola sobre las losas de hormigón, en una presa del proyecto PACALORI.
- Obtener el espesor adecuado de la losa de hormigón, así como su respectivo refuerzo en una presa del proyecto PACALORI.

Alcance

Mediante el estudio planteado se pretende generar el análisis y diseño de los dos tipos de revestimientos más utilizados: enrocamiento a volteo y losas de hormigón armado, realizar una metodología de cálculo que sirva para cualquier presa de tierra y recomendar el revestimiento más adecuado desde el punto de vista técnico y constructivo para una presa de tierra del proyecto PACALORI.



Descripción General del Proyecto

El proyecto PACALORI (Plan de Aprovechamiento y Control del Agua en la Provincia de Los Ríos) se encuentra ubicado en la cuenca media del río Guayas y delimitado por los ríos Calabí, Quevedo y Macul; este megaproyecto consta de obras hidráulicas de gran relevancia que permitirán almacenar agua para riego y control de inundaciones.

El proyecto para esta fecha se encuentra en la etapa de diseños definitivos de los dos trasvases; trasvase 1 (río Quevedo), conformado por las presas: Macul 1, Maculillo, Macul 2, Mocache, Garzas, Mangas Saibas y la Angostura, y en el trasvase 2 (río Calabí) se encuentran las presas: Lechugal 2, Chojampe, Chojampe 2, Estero Lechugal, Aguacatal y Pueblo Viejo.

Los embalses de las presas de tierra almacenarán un volumen total de 768.2 Hm³ de agua y abastecerán un área de riego de 170000 ha; los volúmenes de agua serán aprovechados durante los periodos de estiaje.

En la Figura I. se muestra la ubicación de las 13 presas de tierra del proyecto PACALORI.

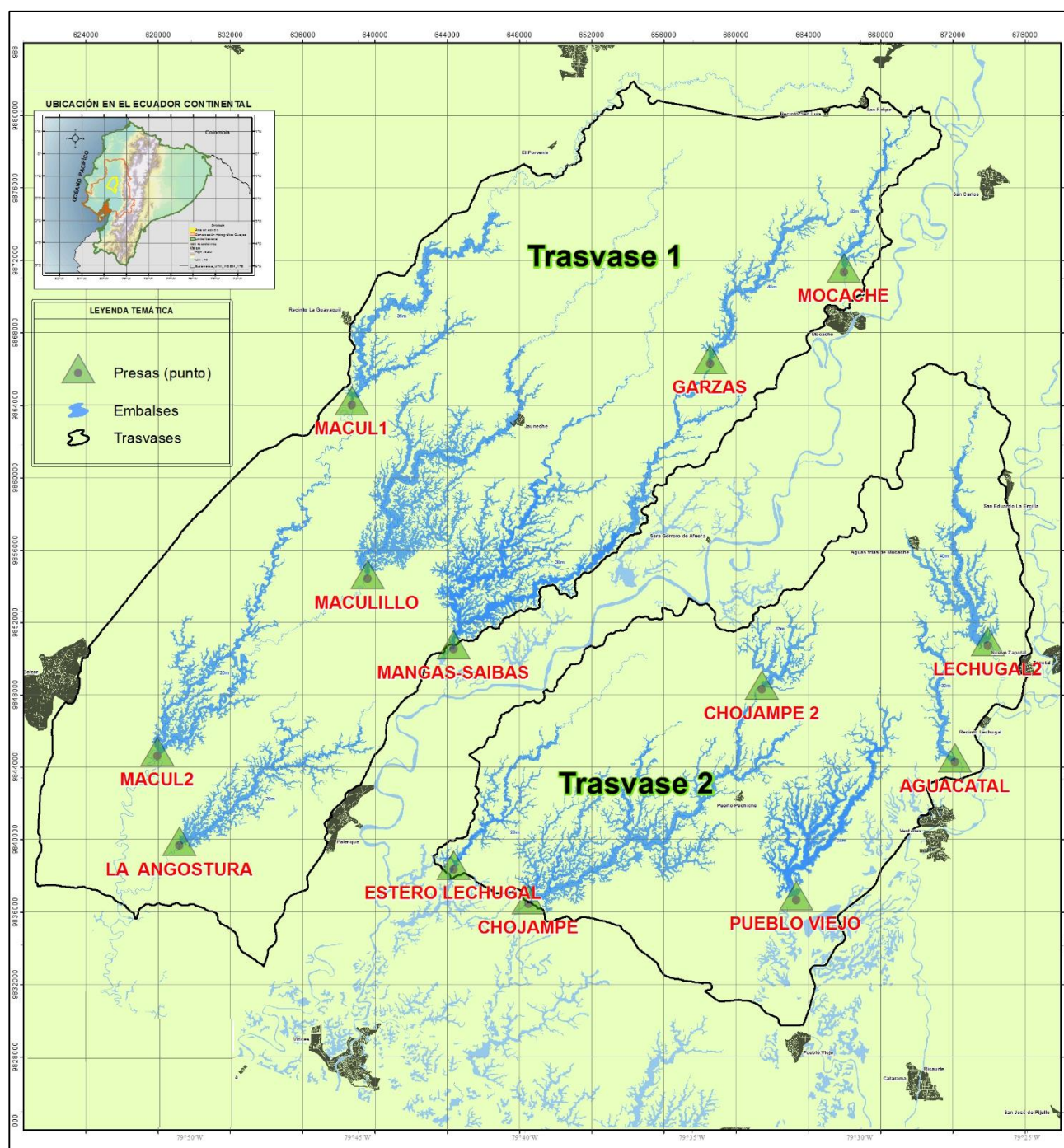


Figura I. Ubicación de las presas de tierra del proyecto PACALORI



1 MARCO TEÓRICO

1.1 Presas de Tierra

Las presas de Tierra constituyen el tipo de presa más común, principalmente porque en su construcción intervienen materiales naturales que requieren el mínimo tratamiento. Además, los requisitos para sus cimentaciones son menos exigentes que para los otros tipos (presas de mampostería, presas de hormigón, etc.).

Las presas de tierra se ajustan satisfactoriamente a las cimentaciones en suelos blandos y rígidos. Este tipo de presas son una selección adecuada para muchos sitios donde las condiciones de la cimentación harían poco satisfactorias las presas de hormigón.

Las presas de tierra tienen varias **ventajas** entre las más importantes tenemos:

- ✓ Son convenientes en todo tipo de sitios, desde valles anchos hasta cañones estrechos.
- ✓ Son adaptables a un rango amplio de condiciones de cimentación.
- ✓ Uso de materiales naturales.
- ✓ El proceso de construcción es de gran mecanización.
- ✓ Los costos unitarios en términos reales de los rellenos de tierra se han incrementado con mayor lentitud que los del hormigón armado.

Las **desventajas** de las presas de tierra son muy pocas, por ejemplo:

- ✓ Los materiales naturales no siempre se encuentran disponibles.
- ✓ Requiere la construcción de vertederos fuera del cuerpo de la presa.

1.1.1 Clasificación de las Presas de Tierra

Las presas de tierra se clasifican en secciones homogéneas, secciones graduadas y secciones mixtas.

1.1.1.1 Secciones Homogéneas

Son presas constituidas por un solo material (arcilla, arena arcillosa, limo, arena, etc.). Pueden tener otros materiales que no contribuyan a la estabilidad de la presa, como son el

enrocamiento de protección aguas arriba y la protección de la corona. En la Figura 1.1. se muestra la sección transversal de una presa de tierra homogénea.

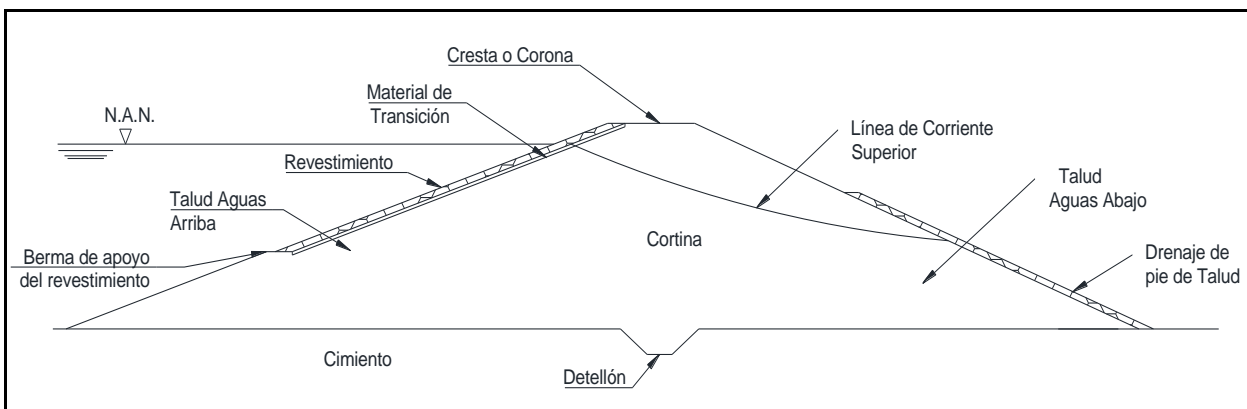


Figura 1. 1. Sección transversal de una presa de tierra homogénea

1.1.1.2 Secciones Graduadas

Son presas que constan de varios materiales colocados en cierto orden y en cantidades similares. Pueden ser de pantalla y de núcleo, dependiendo de la colocación del material impermeable (arcilla) en la zona del talud aguas arriba o en el centro de la cortina o terraplén. (Ver Figura 1.2.)

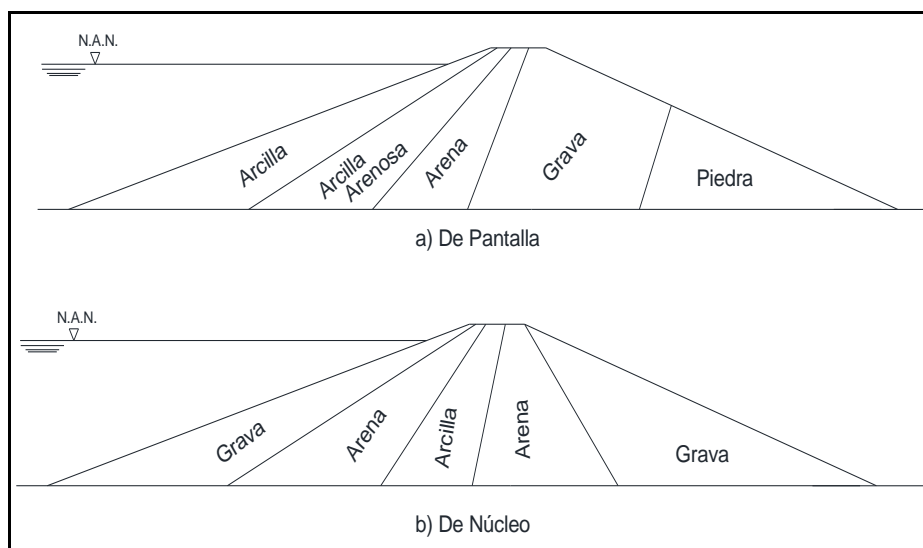


Figura 1. 2. Presas con sección graduada

Los materiales colocados entre la arcilla y la grava tienen espesores definidos por las disponibilidades de los mismos. Estos espesores son mucho mayores que las necesidades de filtro y drenaje.

1.1.1.3 Secciones Mixtas

Son presas que constan de dos materiales; una impermeable y el otro resistente, con capas de filtro entre uno y otro. Pueden ser también de pantalla y de núcleo, tierra y piedra, y de enrocamiento¹. (Ver Figura 1.3.)

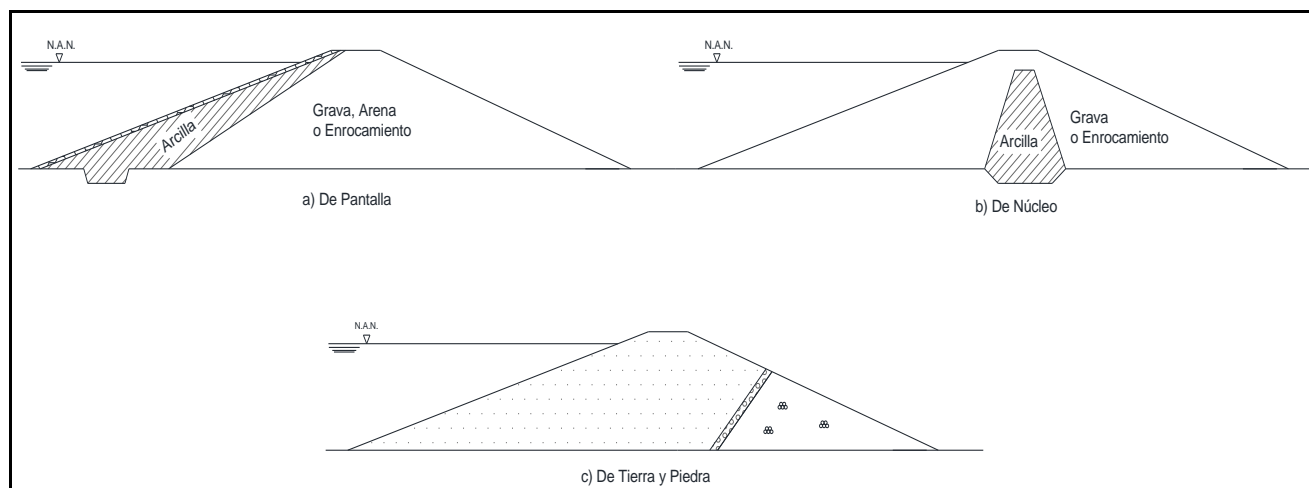


Figura 1. 3. Presas con sección mixta

1.2 Criterios de Diseño de las Presas de Tierra

El proyecto o diseño de una presa de tierra consiste en la determinación, sobre bases racionales, de todos los detalles referentes a la localización, geometría y constitución de la cortina y estructuras colaterales.²

¹ (Armas Novoa & Horta Mestas, 2010, págs. 8-10)

² (Marsal & Reséndiz Nuñez, 1979, pág. 77)



Dado que el diseño y la construcción de presas de tierra están basados, aún en gran medida, en conocimientos empíricos, resulta útil revisar la experiencia acumulada en relación con los casos de comportamiento inadecuado.³

El proyecto o diseño de presas de tierra debe garantizar que no se produzca fallas graves o catastróficas como son: rebase de la cortina, sifonamiento mecánico, agrietamiento transversal, deslizamiento del talud aguas abajo. Además, debe tomar medidas para que no se produzca fallas no catastróficas llamadas daños o deterioros, aunque estos no provoquen la destrucción total de la presa, requieren trabajos y reparación que implican incrementos en los costos de mantenimiento.

Entre los daños o deterioros que se debe tener en cuenta en el proyecto y diseño de presas de tierra, está la destrucción del revestimiento del talud aguas arriba por la acción de la ola, que es el objetivo de este trabajo.

El diseño del revestimiento del talud aguas arriba en presas de tierra está en función de la altura y longitud de la ola, de la inclinación del talud, el tipo de revestimiento y de los niveles de agua en el embalse: nivel de aguas normales (NAN) y nivel de aguas máximas (NAM).

El cálculo de la altura y longitud de las olas, se lo realizará con el procedimiento proporcionado por la Experiencia Cubana, ya que en la etapa de Factibilidad se decidió utilizar esta metodología en todas las presas de tierra del proyecto PACALORI.

1.2.1 Altura y Longitud de Ola

La parte más alta de una ola se denomina cresta y la parte más profunda de la depresión entre dos olas consecutivas se llama seno o valle. La distancia vertical entre una cresta y un valle es nombrado como la altura de la ola (h); mientras que, la distancia entre dos crestas consecutivas es llamada longitud de la ola (λ). (Ver Figura 1.4.)

³ (Marsal & Reséndiz Nuñez, 1979, pág. 81)

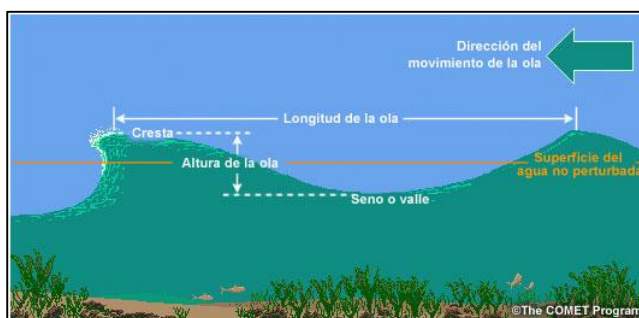


Figura 1. 4. Altura y Longitud de Ola.⁴

La mecánica de la acción de la ola es muy compleja y se necesita de numerosos estudios hidráulicos detallados para su entendimiento. Cuando la ola se va aproximando a una superficie su velocidad de avance y longitud de ola disminuyen, mientras que su altura de ola crece porque la velocidad de las partículas del fluido excede la velocidad de avance, provocando inestabilidad en la ola y su ruptura.

La altura de las olas, al aproximarse al paramento de aguas arriba de la presa puede alterarse por el aumento de profundidad del agua o por disminuir el ancho del embalse.⁵

Las olas que se producen en un embalse pueden ser el resultado de la velocidad del viento, del deslizamiento de laderas y de la actividad sísmica.

Por la morfología del terreno donde se ubican las presas del proyecto PACALORI, las olas que generarían los deslizamientos de ladera debido a la actividad sísmica, incluida la misma actividad sísmica, no son comparables a las generadas por el viento. Por ello, para el diseño del recubrimiento aguas arriba de las presas del proyecto PACALORI consideraremos la acción de las olas producidas por el viento.

⁴ (Meteorology Education and Training, s.f.)

⁵ (United States Department of the Interior & BUREAU of Reclamation., 1980, págs. 236-237)



Oleaje producido por el viento

El viento es generado por el cambio de presión o temperatura entre dos puntos, éste se desplaza en grandes masas con movimiento horizontal.

Las pequeñas olas son causadas por las fuerzas tangenciales entre el viento y el agua, aumentando las olas en tamaño y al mismo instante su velocidad, hasta alcanzar la velocidad del viento. La duración del viento es un factor importante en la altura final de las olas, a no ser que la ola pase fuera de la región de los altos vientos o pegue en la línea de playa antes de que llegue a su crecimiento máximo. Los datos de velocidades del viento se obtienen a 10 m sobre el nivel del embalse.

La altura de las olas generadas por el viento, dependen de:

- ✓ Velocidad y duración del viento.
- ✓ Fetch.
- ✓ Profundidad del agua al pie del talud aguas arriba.
- ✓ Ancho del embalse.

1.3 Revestimientos del Talud Aguas Arriba de una Presa de Tierra

Los revestimientos son sistemas de protección contruidos con el objetivo de aumentar la resistencia a las fuerzas destructivas producidas por las olas. Ésta protección deberá colocarse desde la cota de corona hasta una cierta distancia por debajo del nivel de aguas muertas y se asentará sobre un material granular de apoyo.

1.3.1 Apoyo del Revestimiento en el Talud Aguas Arriba

Los revestimientos del talud aguas arriba en presas de tierra requieren de un material que sirva de transición entre el material de la cortina, generalmente arcilloso, y el material que constituye el revestimiento (enrocamiento a volteo o losas de hormigón). Este material de transición constituye el apoyo del revestimiento y debe cumplir ciertos requerimientos de granulometría, ya que por lo general son materiales granulares (gravas y arenas).

En el caso de revestimientos con enrocamiento a volteo y ante la realidad de un desembalse rápido, este material de transición debe ser seleccionado, de forma tal que evite el

sifonamiento mecánico del material que constituye la cortina, o sea, debe cumplir con el criterio de filtro, dado por *Bertram (1940)*, de acuerdo a la expresión:

$$\frac{D_{15\text{filtro}}}{D_{85\text{material base}}} \leq 5 \quad (1.1)$$

Donde:

D_{15} Diámetro por el cual pasa el 15% de material de transición.

D_{85} Diámetro por el cual pasa el 85% del material de la cortina.

El hecho de que el material de transición cumpla con el requerimiento granulométrico anterior exigido para los materiales de filtro, no quiere decir que el mismo constituya un filtro, como se declara en muchos proyectos de presas de tierra. En realidad los filtros son elementos de transición entre el material de la cortina y los drenes que se sitúan aguas abajo (de pie de talud, colchón de drenaje, drenaje de chimenea, etc.), cuyo objetivo es controlar y evacuar las aguas que se infiltran. Por ello, los filtros tienen que ser materiales granulares limpios, lo suficientemente finos para garantizar que no se produzca el sifonamiento mecánico del material de la cortina y a su vez lo suficientemente grueso para permitir que el agua de infiltración fluya hacia el dren.

En el caso de revestimiento constituido por losas de hormigón planteamos la misma condición a cumplir por el material de transición que sirva de apoyo a las losas, ya que éstas tienen mechinales (para disipar la subpresión) y juntas de construcción por los cuales, ante un desembalse rápido, se puede producir el sifonamiento mecánico del material de la cortina.

Este material de transición que sirve de apoyo a los revestimientos del talud aguas arriba debe evitar el lavado del material de la cortina, ante la acción de la ola en su descenso por el talud. No existen requerimientos del material de transición para garantizar que lo anterior no se produzca. Se supone que la exigencia granulométrica al material de transición, para evitar el fallo por sifonamiento mecánico del material de la cortina ante un desembalse rápido, garantiza que no se produzca el lavado del material de la cortina ante la acción de la trepada y descenso de la ola en el talud.

El espesor del material de transición que sirve de apoyo a los revestimientos del talud aguas arriba en las presas de tierra obedecen a recomendaciones constructivas, similares a los espesores de filtro colocados en los drenes del talud aguas abajo.

El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos de América, recomienda utilizar los siguientes espesores de materiales de transición entre el material de la cortina y el revestimiento del talud aguas arriba, en función de la altura de la ola. (Ver Tabla 1.)

Tabla 1. Espesor mínimo del material de transición.

Altura de Ola (m)	Espesor Mínimo del material de transición (m)
0-1.20	0.15
1.20-2.40	0.2
2.40-3.00	0.3

Fuente: (Sherard, 1963, pág. 460)

El tipo de revestimiento que se coloca sobre el material de apoyo debe definirse a partir de la valoración técnico-económica de variantes, teniendo en cuenta los siguientes factores:

- ✓ Altura del Oleaje
- ✓ Fluctuaciones del Nivel del Embalse
- ✓ Material de la Presa
- ✓ Condiciones Climáticas
- ✓ Importancia de la Obra ⁶

En la actualidad existen diversos tipos de revestimiento colocados en el talud aguas arriba; entre los más utilizados tenemos: enrocamiento (a volteo y colocado a mano), losas de hormigón armado (“in situ” y prefabricadas).

⁶ (Armas Novoa & Horta Mestas, 2010, pág. 16)



1.3.2 Revestimiento con Enrocamiento

Existen dos tipos de enrocamiento: colocados a volteo y a mano. Cuando se trata de enrocamiento a volteo se requieren mayores espesores y este es más flexible. En el caso de enrocamiento a mano se requiere de un aumento considerable en la mano de obra necesaria.

Enrocamiento colocado a volteo

El enrocamiento a volteo, son piedras graduadas colocadas en un talud preparado, de tal manera que no dé lugar a la segregación. El colocado de este enrocamiento debe ser realizado por maquinaria pesada. Las piedras lanzadas de las volquetas hacia los taludes causan segregación de la roca por su tamaño, reduciendo su estabilidad. La efectividad del enrocamiento a volteo ha sido bien establecida cuando este es propiamente instalado.

Enrocamiento colocado a mano

El enrocamiento colocado manualmente son piedras puestas cuidadosamente a mano o por grúas que siguen un patrón definido; los espacios entre las piedras grandes son rellenados con piedras pequeñas quedando una superficie relativamente uniforme. La necesidad de trabar piedras manualmente requiere que las mismas sean relativamente uniforme en tamaño y forma (cuadrada o rectangular)⁷.

Las condiciones que debe satisfacer el enrocamiento son:

- ✓ Estabilidad de las rocas superficiales bajo la acción del oleaje.
- ✓ Protección de los filtros y materiales finos subyacentes contra la erosión progresiva.
- ✓ Calidad, peso y tamaño de las rocas.
- ✓ Espesor del revestimiento.
- ✓ Forma de las piedras o fragmentos rocosos.

Los factores que determinan la estabilidad de las rocas más superficiales son:

⁷ (Hinojosa & Moreira Gonzales, 2006, pág. 176)



- ✓ La fuerza ejercida por el oleaje en una roca superficial.
- ✓ Las condiciones de apoyo de la roca.
- ✓ La forma y el peso volumétrico de la roca.
- ✓ La inclinación del talud en que descansa la roca.

Ventajas:

- ✓ El enrocamiento resulta más flexible en sentido general que la protección de hormigón, por lo que es capaz de tomar más fácilmente los asentamientos diferenciales producidos en el talud.
- ✓ La altura de trepada de la ola con este tipo de revestimiento es considerablemente menor, debido a la alta rugosidad, por lo cual, la cota de corona será menor y esta influye decisivamente en su elección como protección del talud.
- ✓ Permeabilidad, elimina problemas de subpresión.
- ✓ Resistencia al oleaje, porque tiene facilidad de disipar el efecto de la acción de la ola.
- ✓ Facilidad de reparación.

Desventaja:

- ✓ Costos elevados si el material para enrocamiento se encuentra a grandes distancias (distancias no económicas).

1.3.2.1 Características de las Rocas

La elección de las rocas desde el punto de vista de su calidad se determina: por inspección visual, por ensayos de laboratorio para determinar su resistencia a la meteorización y abrasión, y por exámenes petrográficos mediante los que se determina la estructura y su efecto en la durabilidad.

Las rocas deben ser duras, densas y capaces de resistir la meteorización; además, tienen que ser angulares, con bordes afilados y limpios, y las caras relativamente planas.

La densidad de las rocas usadas para el enrocamiento debe ser de 2200kg/m^3 a 2600kg/m^3 .⁸ El proyecto PACALORI, pretende utilizar rocas con una densidad de 2600kg/m^3 , debido a que los materiales más utilizados para enrocamiento son: fragmentos de gneis, granito de alto peso específico, roca basáltica, etc.

1.3.2.2 Recomendaciones del Espesor en el Enrocamiento

El espesor debe ser suficiente para dar cabida a las piedras de peso y tamaño necesario para resistir la acción de la ola. El *Ministerio del Medio Ambiente del estado de British Columbia (Canadá)* en su publicación “Rip-Rap Design and Construction Guide” recomienda que el espesor sea mayor a 0.35 m y a $1.5 \times D_{50}$.

Sherard J. L. (1963) en su libro, recomienda valores de tamaño medio mínimo y espesor de enrocamiento a volteo en función de la altura máxima de la ola. (Ver Tabla 2.)

Tabla 2. Criterio usual para diseño de protecciones de enrocamiento

Altura máxima de las olas (m)	Tamaño medio mínimo (D_{50}) recomendado (m)	Espesor del enrocamiento (m)
0-0.60	0.25	0.3
0.60-1.20	0.3	0.45
1.20-1.80	0.4	0.6
1.80-2.40	0.45	0.75
2.40-3.00	0.55	0.9

Fuente: Presas de Tierra y Tierra-Roca; James Sherard⁹

El United States Bureau of Reclamation (USBR) basándose en consideraciones teóricas y en su experiencia y práctica, sugiere espesores y granulometría del enrocamiento a volteo con diversos fetch. (Ver Tabla 3.)

⁸ (Ministerio del Medio Ambiente, 2003)

⁹ (Sherard, 1963, pág. 456)

Tabla 3. Espesores y límites de granulometría para el enrocamiento sobre taludes.

Fetch (km)	Espesor nominal (cm)	Granulometría, porcentajes de las piedras de varios pesos (kilos)			
		Tamaño máximo	25% mayor que	45 a 75% desde	25% menor que (1)
<1.6	45	450	135	3 a 135	5
4	60	675	270	15 a 270	12
8	75	1125	450	25 a 450	25
16	90	2250	900	45 a 900	45
(1) Polvo de arena y roca menor del 5%					

Fuente: (United States Department of the Interior & BUREAU of Reclamation., 1980, pág. 241)

Estos valores son válidos para fragmentos angulosos, además sólo es utilizable para determinar espesores y granulometría de enrocamiento con taludes 1:3, como es el caso de los taludes del proyecto PACALORI.

Las tres recomendaciones anteriores nos servirán de comparación con los resultados obtenidos de los espesores del enrocamiento en las presas de tierra del proyecto.

1.3.2.3 Daños en el Enrocamiento

La protección de enrocamiento a volteo es más conveniente que un enrocamiento colocado a mano desde todo punto de vista, menos el estético. La razón primordial es que una roca individual tiene menor influencia en la estabilidad del conjunto del revestimiento. Es decir, si las olas desplazan de su sitio a una roca del enrocamiento a volteo el resto de rocas serán impactadas con una menor fuerza, mientras que la remoción de una roca en un revestimiento colocado a mano puede ser el comienzo de una falla progresiva de todo el enrocamiento colocado a mano o el punto frágil por donde se inicie la erosión de los materiales más finos.

Durante una fuerte tormenta las olas golpean repetidamente la superficie del talud por encima del nivel de agua y su energía es disipada en una acción turbulenta dentro de la capa de enrocamiento a volteo. Debido a que la ola golpea el revestimiento, el agua se precipita hacia arriba dentro del enrocamiento y a continuación golpea la capa de filtro; antes de que las olas golpeen nuevamente, las olas retroceden. Esta acción puede ser peligrosa para las capas de enrocamiento a volteo de dos maneras. Primero, si el material de filtro es muy fino, este puede ser lavado cuando el agua se mueve de adentro hacia afuera; en un

caso extremo el filtro puede ser removido completamente, las rocas individuales en la capa de enrocamiento caen y exponen al terraplén a la erosión de la ola. En segundo lugar, si el tamaño promedio de las rocas, que comprenden la capa del enrocamiento no es lo suficientemente pesada como para resistir las fuerzas hidráulicas generadas por la ola, éstas pueden ser lavadas y expulsadas de la capa del revestimiento.

El fallo de la capa de filtro es muy común. Un estudio del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos de América, indica que solo las piedras muy pequeñas del enrocamiento son arrastradas lejos por la acción de la ola. Las rocas grandes tienen más probabilidad a ser removidas de su lugar porque han sido socavadas cuando la capa de filtro se ha lavado completamente.

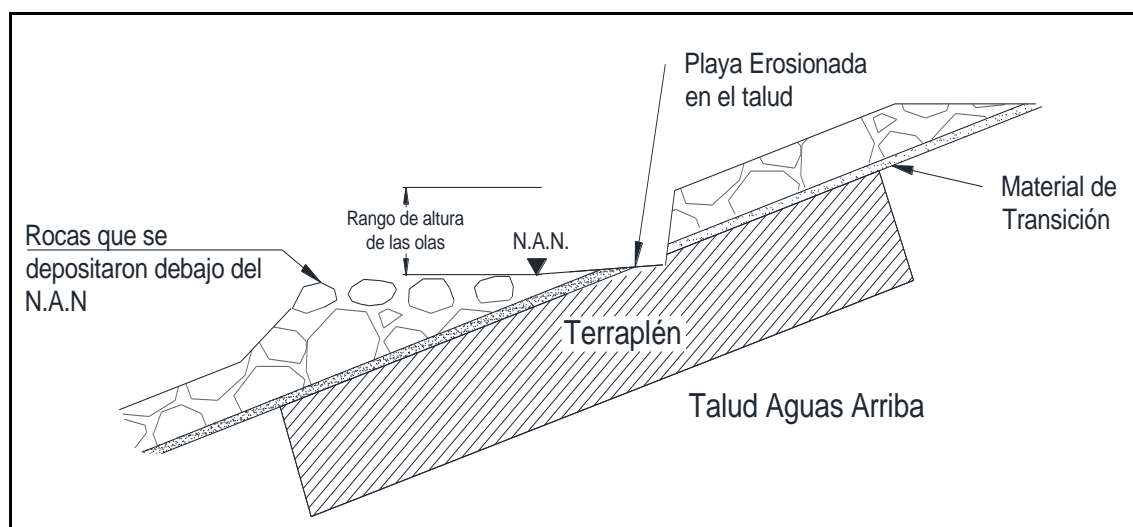


Figura 1. 5. Daños típicos en el enrocamiento

La playa mostrada en la Figura 1.5. es el resultado típico de la falla del enrocamiento a volteo. Después de que las primeras rocas se mueven de su lugar, las olas hacen una muesca en la capa de enrocamiento por encima del nivel de aguas y crean una playa relativamente plana. Las rocas removidas de ese lugar son depositadas en el terraplén debajo de la zona de playa. Durante la acción de las olas, éstas pueden erosionar muchos metros al terraplén compactado, excepto en las presas de núcleo y enrocamiento. Este tipo de daño no provoca el fallo completo de la presa, pero, las reparaciones pueden costar cientos de miles de dólares.



Otro tipo de daño ocurre cuando las capas del enrocamiento son construidas con piedras muy grandes de tamaño uniforme, sin suficientes rocas pequeñas para tener una protección bien graduada. Estas capas se han utilizado en los taludes de varias presas de tierra, donde se esperaba que la acción de la ola fuera intensa y donde las rocas pequeñas eran difíciles de conseguir. Dado que no había suficientes piedras pequeñas para llenar los espacios entre las rocas grandes, los agujeros en el revestimiento provocaron que se lavara el material de filtro. Una vez lavado el filtro, algunas de las piedras se hunden y mueven suavemente por la pendiente del talud, creando una apariencia antiestética y haciendo más fácil la erosión del material del terraplén. Este tipo de daños es difícil y costoso de reparar, no solo porque es muy complicado mover las grandes piedras, sino también por la necesidad de equipos de construcción sobre el talud.

La posibilidad de que toda la capa de enrocamiento se deslice por el talud en un denominado movimiento de masas, ha causado cierta preocupación, debido a que el material de transición está menos compactado que el de terraplén. Algunos diseñadores hacen un esfuerzo para calcular el factor de seguridad del enrocamiento, pero no se han encontrado casos de deslizamiento del enrocamiento en grandes presas de tierra.

Cuando el material del terraplén es de arcilla, algunos ingenieros han utilizado, arbitrariamente, taludes de 1:3 o 1:3.5, como la pendiente más empinada permisible en la que puede mantenerse el enrocamiento estable. Esta precaución no es justificada por la experiencia; sin embargo, la eficiencia del enrocamiento parece ser independiente de las características del suelo en el talud aguas arriba.¹⁰

La teoría indica que una roca es desplazada con mayor facilidad por la acción del oleaje cuando descansa en una pendiente pronunciada que en una pendiente suave.

Debido a los argumentos indicados el enrocamiento a volteo es la protección más eficiente, aunque el diseño sigue siendo empírico. El diseño de este tipo de revestimiento lo realizaremos con dos métodos: el método de la Experiencia Cubana y el método

¹⁰ (Sherard, 1963)



proporcionado por el libro de “Presas de Tierra y Enrocamiento” de *Raúl Marsal y Daniel Reséndiz*, los cuales nos dan el peso máximo y mínimo de la roca respectivamente.

1.3.3 Revestimiento con Losas de Hormigón Armado (fundidas “in situ” o prefabricadas)

Las losas de hormigón articuladas se han utilizado como segunda opción después del enrocamiento a volteo. Sin embargo, el *United States Bureau of Reclamation* dice que en la mayoría de los casos en los que se ha empleado losas de hormigón articuladas para la protección de los taludes agua arriba de las presas de tierra, el número de daños es tremendo, pero, el hecho de que algunas estructuras protegidas con losas de hormigón hayan permanecido en pie, soportando el paso del tiempo, impulsa a los ingenieros a emplear este tipo de construcción.

Este tipo de revestimiento puede ser fundido “in situ” o prefabricado. Los criterios socioeconómicos para la comparación de estos dos tipos de revestimientos de hormigón armado, dependen en grado decisivo de las condiciones locales.

Por otro lado, la construcción de presas de tierra con losas de hormigón armado continuo sobre el talud aguas arriba ha tenido mucho éxito.

Sin embargo, resulta necesario señalar las ventajas y desventajas de ambos tipos de revestimiento.

Revestimiento monolítico de hormigón armado

Ventajas

- ✓ Tiene elevada impermeabilidad y como consecuencia, la buena conservación de los filtros bajo la losa.
- ✓ El espesor relativamente pequeño de la losa, determinado a partir de las condiciones de estabilidad de la misma.
- ✓ La buena conjugación de la losa con el material de transición (material entre la losa y el terraplén) sobre el cual se apoya.
- ✓ La comodidad en la construcción del revestimiento de los tramos curvos de los taludes (en comparación con las losas prefabricadas).

Desventajas

- ✓ El gran volumen de trabajo que requieren, sobre todo durante la colocación del acero de refuerzo.
- ✓ Grandes gastos de trabajo y pérdida de tiempo para el curado del hormigón, después que esté fundido en el lugar.

Revestimiento con losas prefabricadas de hormigón armado.

Ventajas

- ✓ La elevada exactitud que se logra sobre las dimensiones y la calidad de la fabricación obtenida en las plantas de prefabricado.
- ✓ La eliminación del peligro del deterioro de los filtros con la lechada del cemento.
- ✓ La no necesidad del curado de la losa después de colocada (se cura antes de colocarla).
- ✓ La mayor productividad que se logra en los trabajos de revestimiento, ya que las losas pueden fundirse en etapas anteriores a su colocación (en la temporada de lluvias).

Desventajas

- ✓ La necesidad de creación de áreas para la fabricación de los elementos prefabricados.
- ✓ La necesidad de transportación de las losas hasta los lugares donde serán colocadas.
- ✓ La necesidad de equipos de izaje para la colocación de las losas.
- ✓ Mayores espesores que los calculados para las losas monolíticas.

1.3.3.1 Fuerzas que actúan sobre las Losas de Hormigón

La acción de las olas que actúan sobre la protección del talud, origina condiciones de flujo muy complejas y algunas hasta desconocidas, las cuales obligan a emplear un criterio conservador para su diseño.



Presiones generadas por la Acción de la Ola

Las olas al golpear el revestimiento producen fuerzas de impacto, las cuales serán mayores cuando las olas rompen directamente sobre el revestimiento que recibe el impacto dinámico de la masa de agua, originando presiones dinámicas muy altas con un impacto de corta duración. Dicho impacto puede generar la rotura del revestimiento si este es rígido. Si los revestimientos son flexibles (con articulaciones asfálticas), los constantes impactos en forma cíclica pueden causar fatiga y deformación del revestimiento.

Luego de golpear la ola sobre el revestimiento, el flujo se divide en dos; el primero que se mueve hacia arriba (altura de trepada de la ola) y el otro hacia abajo (deslizamiento), este flujo que se dirige hacia abajo genera una presión estática sobre el revestimiento.

La presión total actuante sobre el revestimiento es la suma de las presiones estáticas y dinámicas.

Subpresión Generada por un Vaciado Rápido

Para que el vaciado rápido o desembalse tenga lugar no es preciso que ocurra un descenso total del nivel de embalse en un lapso de minutos, ni aun de horas o días; el estado de esfuerzos correspondiente a la condición de vaciado rápido puede presentarse si el nivel del embalse baja una cantidad considerable en el término de una semanas o unos pocos meses; en realidad basta, para tener vaciado rápido, que el agua descienda más a prisa que lo que se disipan los excesos de presión de poros en el cuerpo de la presa, originados precisamente por dicho abatimiento o descenso del agua.¹¹

En el recubrimiento del talud aguas arriba se tendrá el equilibrio de presiones en el agua a ambos lados del revestimiento. En el caso de producirse un vaciado rápido o desembalse, quedarán aguas colgadas en el trasdós del revestimiento a una presión p . Por tanto, el revestimiento ha de tener un peso que contrarreste la fuerza resultante de la subpresión, que al menos sea igual a p , para que no se produzca el levantamiento de la losa.

¹¹ (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2004, pág. 631)

Cuando el desembalse rápido tiene lugar, dentro de la presa ocurre un flujo no establecido del agua hacia la superficie del talud aguas arriba. En la Figura 1.6. se muestra la dirección del flujo que se produce después de un desembalse rápido:

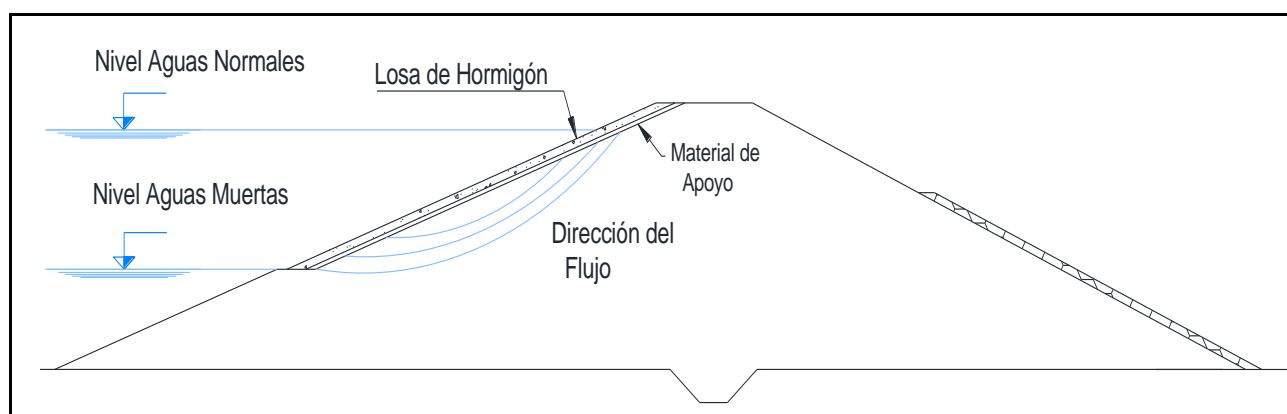


Figura 1. 6. Dirección del flujo en el talud aguas arriba después de un desembalse rápido

1.3.3.2 Juntas

Las juntas son aberturas planificadas previamente y realizadas en el momento de la construcción; permiten la flexibilidad del revestimiento, evitan las fisuras y el agrietamiento a temprana edad.

Las fisuras y grietas son consecuencia de: los cambios de temperatura y humedad (una vez que el hormigón endurecido se contrae y expande) y los asentamientos y esfuerzos debidos a cargas aplicadas.

Existen diferentes tipos de juntas, entre ellas tenemos: juntas de construcción, juntas de dilatación y juntas de contracción.

Juntas de Construcción

Las juntas de construcción permiten el movimiento de los elementos de hormigón y la transferencia de cargas, al mismo tiempo que logran la adherencia y continuidad del acero de refuerzo. No hay reglas para el espaciamiento de juntas, pero se debe buscar el menor número de juntas al mayor espaciamiento posible.

Las superficies de las juntas de construcción deben estar limpias y mojadas cuando se cubran con hormigón fresco.¹² (Ver Figura 1.7.)

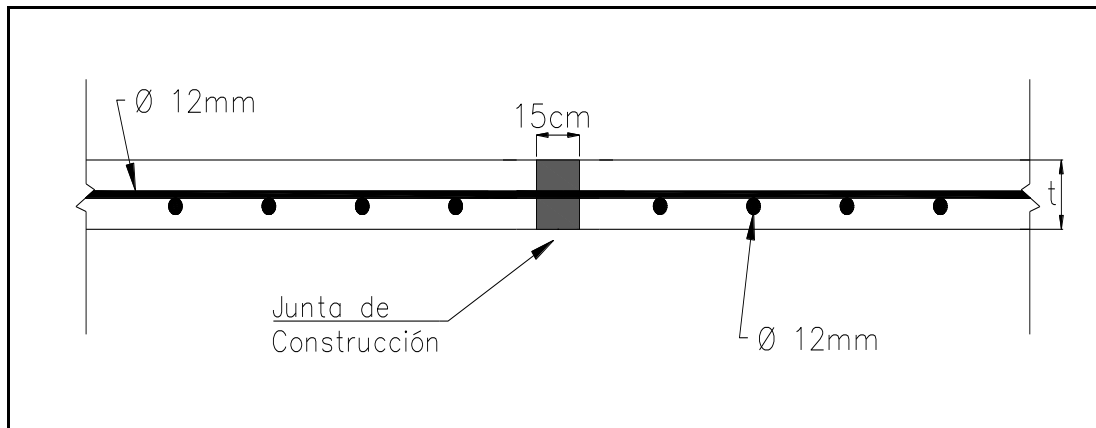


Figura 1. 7. Juntas de construcción

Juntas de Dilatación

Este tipo de junta permite los movimientos independientes (verticales y horizontales) entre las partes adjuntas de la estructura, ayudando a minimizar las grietas cuando se restringe el movimiento. (Ver Figura 1.8.)

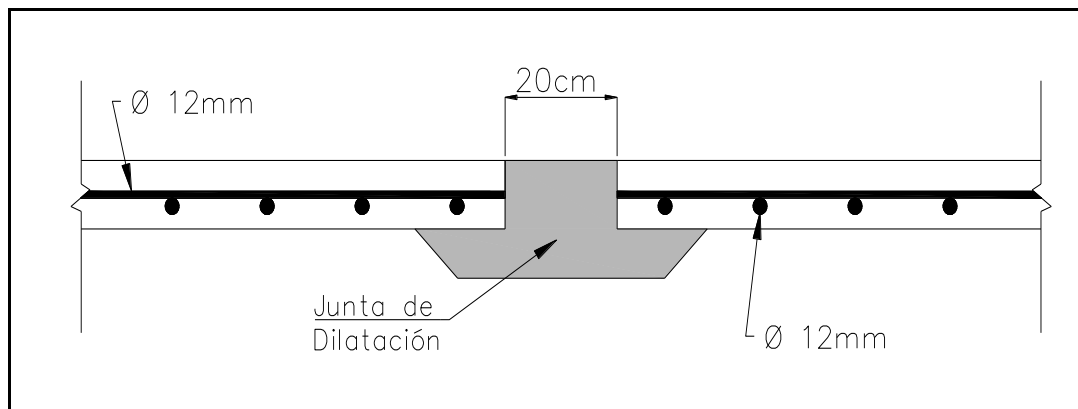


Figura 1. 8. Juntas de dilatación

¹² (United States Department of the Interior & BUREAU of Reclamation., 1980, pág. 606)

Juntas de Contracción

Son las más frecuentes y pueden ser tanto transversales como longitudinales. Su objetivo fundamental es limitar las dimensiones de las losas hasta valores admisibles y las tensiones producidas, tanto por los fenómenos de retracción, como por los gradientes térmicos, de forma que no se produzcan fisuras por ello.

La distancia a la que deben colocarse las juntas de contracción depende de factores tales como: la mayor o menor retracción del hormigón, coeficiente de dilatación del hormigón, el espesor de la losa, las variaciones de temperatura, etc. Dicha distancia entre juntas se determina empíricamente a partir del espesor de la losa y debe ser menor de 20-25 veces el espesor de la losa. (Ver Figura 1.9.)

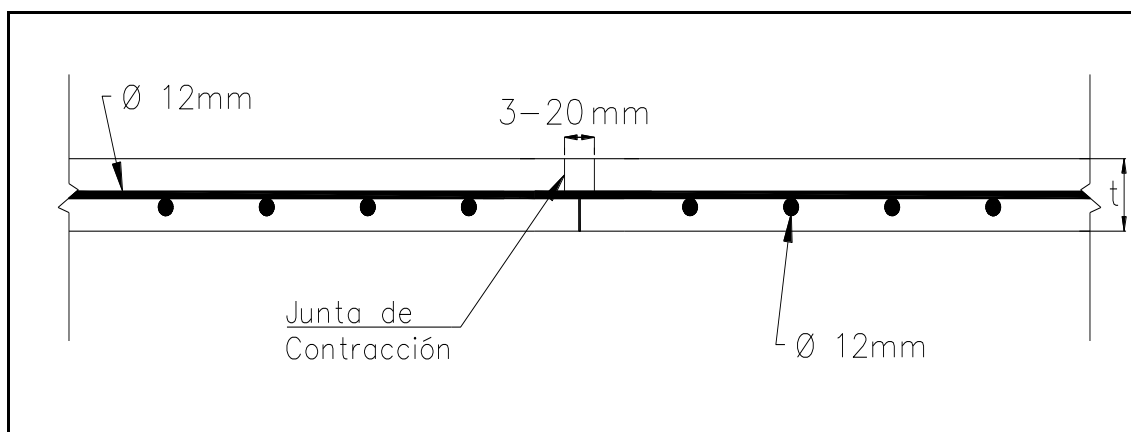


Figura 1. 9. Juntas de contracción

1.3.3.3 Recomendaciones para las Losas de Hormigón

Los siguientes autores e instituciones internacionales dan recomendaciones para la construcción de juntas y la disposición del acero de refuerzo.

Armas Novoa y Horta Mestas, en su libro "Presas de Tierra":

- ✓ El acero de refuerzo se recomienda de forma aproximada, como 0.5% del área de hormigón en el sentido longitudinal y transversal respectivamente, colocando el acero



a $L/3$ del fondo y a $2/3$ de la superficie. El recubrimiento mínimo debe ser de 5 cm netos, a partir de la cara de acero de refuerzo.

- ✓ La calidad mínima exigida para el hormigón en estas condiciones debe ser de 210 kg/cm² en probeta cilíndrica. Los espesores de losas más comunes oscilan entre 0.15 m y 0.25 m.
- ✓ Los esfuerzos internos, que determinarán en última instancia la disposición del acero, su área y el espesor de las losas, se deben determinar por el método de cálculo de vigas apoyadas en base elástica.
- ✓ Las juntas horizontales de los revestimientos monolíticos se recomienda disponerlas fuera de la zona de acción máxima de la ola.
- ✓ Las dimensiones de las juntas abiertas de los revestimientos de hormigón deben ser mínimas y tener en cuenta la granulometría de los filtros.
- ✓ Las dimensiones de la losa resultante de la unión de un grupo de losas de hormigón prefabricadas y monolitizadas, se recomienda sean de 20 m, normal a la superficie de agua, y hasta 30 m a lo largo de la superficie de esta.
- ✓ Al monolitizar las losas prefabricadas en una sola, debe garantizarse la impermeabilidad de las juntas.¹³

United States Bureau of Reclamation en su libro “Diseño de Presas Pequeñas”:

- ✓ El área del acero requerido en cada dirección es igual a 0.5% del área de hormigón; las varillas serán colocadas a la mitad del espesor de la losa y deben ser continuas en las juntas de construcción. Las juntas deben cerrarse con rellenos plásticos y las grietas que aparezcan después deben rellenarse con lechada o sellarse rápidamente.

¹³ (Armas Novoa & Horta Mestas, 2010, págs. 342-343)



- ✓ Los espesores de losas que conforman el revestimiento deben tener espesores entre 0.10 m y 0.30 m.

Sherard J. L. y otros: (1963), en su libro “Earth and Earth-Rocks Dams”:

- ✓ Para el acero de refuerzo se recomienda utilizar valores entre 0.3% a 0.5% del área de hormigón en ambos sentidos, colocados en el centro de la losa.
- ✓ La losa continua que conforma el revestimiento debe estar conformada por losas pequeñas de dimensiones entre 1.5 m y 15 m, con espesores entre 20 cm y 30 cm.
- ✓ Las losas pequeñas se unen mediante juntas de construcción, donde el refuerzo pasa a través de ellas.
- ✓ Las juntas pueden ser rellenadas con asfalto, ya que éste dará la flexibilidad suficiente al revestimiento, y hace que la losa se ajuste al asentamiento esperado del terraplén, sin que se produzca agrietamientos severos.

1.3.3.4 Daños en las Losas de Hormigón Articulado

La protección de taludes con losas de hormigón articulado ha sido menos exitosa que con losas de hormigón monolítico. Casi siempre se han producido daños porque la acción de la ola ha lavado grandes cantidades de filtro a través de las juntas de construcción. La pérdida de material de apoyo ha causado graves asentamientos de la losa y posteriormente el agrietamiento de ésta. Pocos daños se han producido por el deterioro del hormigón y cuando han ocurrido ha sido porque el hormigón es pobre, no tiene refuerzo o cuando las losas son muy delgadas. Debido a su mal funcionamiento, las losas de hormigón articuladas no se deben considerar como un revestimiento adecuado, para resistir la acción de grandes olas en el talud aguas arriba de las presas.



2 MATERIALES Y MÉTODOS

Los datos que se van a utilizar para el diseño del revestimiento con enrocamiento a volteo o con losas de hormigón, son proporcionados por el PROMAS, y son el resultado de los estudios de Factibilidad y Diseño Definitivo del proyecto PACALORI.

Se realizará el procedimiento de diseño de los dos tipos de revestimiento (enrocamiento a volteo y losas de hormigón armado), para la presa Chojampe 2 que pertenece al trasvase 2 del proyecto PACALORI; este procedimiento servirá como guía de diseño para el cálculo del revestimiento de las otras presas de tierra del proyecto.

2.1 Condiciones Generales del Proyecto

2.1.1 Topografía

Se requiere un plano topográfico a una escala, que permita obtener distancias con la mayor exactitud posible. Con la topografía obtenida de la tecnología LIDAR (Light Detection and Ranging o Laser Imaging Detection and Ranging), se trabajará para obtener la longitud del fetch, que medido en un embalse es la distancia más larga a partir de la cortina hasta la cola de este (la distancia no será necesariamente perpendicular al eje de la presa ni en dirección del viento máximo, para así obtener el fetch más desfavorable). En la Figura 2.1. se presenta la obtención del fetch en la presa Chojampe 2, que resultó de **1.11 km**; de la misma forma se puede determinar el fetch de cualquier presa.

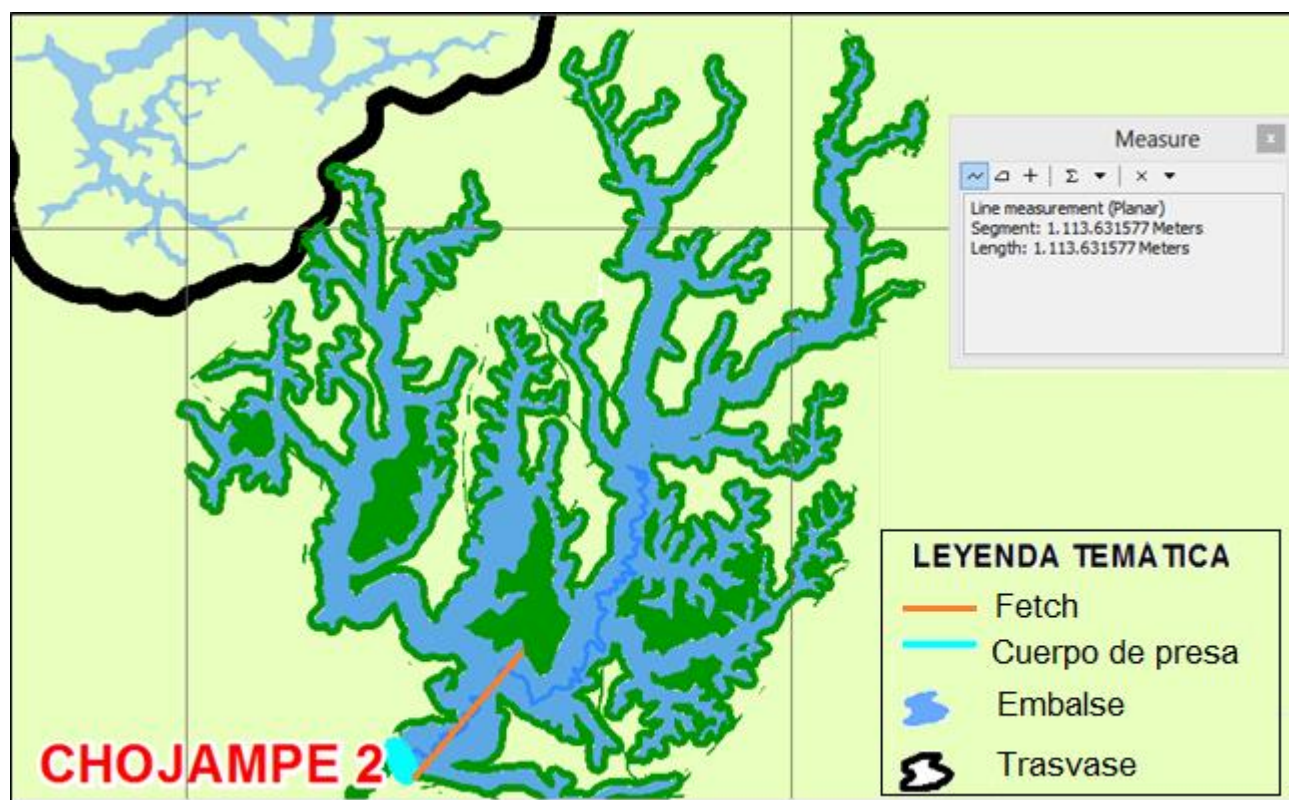


Figura 2. 1. Trazo y distancia del fetch en el embalse de la presa Chojampe 2

2.1.2 Climatología

2.1.2.1 Viento

Para el estudio de vientos se ha recopilado información de las estaciones: Pichilingue, Inmoriec, Vinces, San Juan de la Maná, Pilaló, Pueblo Viejo, Puerto Ila, El Carmen, El Corazón, Calamaca, Santo Domingo y Babahoyo. La información de cada estación contiene registros de la frecuencia de las diferentes direcciones del viento y de sus velocidades.¹⁴ Después de analizar las diferentes estaciones, se optó por tomar la información que registra Pichilingue, que es la estación más confiable; a partir de ésta

¹⁴ (PROMAS, 2014)

información se obtuvo las velocidades máximas del viento, sugeridas para diferentes períodos de retorno y que constan en la Tabla 4.

Tabla 4. Velocidades máximas para diferentes periodos de retorno

Tr	Velocidad Máxima
Años	km/h
2	21,8
3	25,1
5	29,3
10	35,7
20	43,2
25	45,9
50	55,2
100	66,3
200	79,6
500	101,4
1000	121,7

Fuente: (PROMAS, 2014)

En el proyecto PACALORI se utilizará como periodo de retorno 50 años, correspondiente a una velocidad máxima de viento de **55.2km/h**, este dato se decidió utilizar en la etapa de Factibilidad del proyecto.

2.1.2.2 Hidrología

De la misma manera que para la determinación de la velocidad máxima del viento, se realizaron análisis para determinar los diferentes niveles de agua en cada una de las presas. El estudio se realizó a través de la aplicación del método de la “piscina nivela” resuelto por el método de *Runge – Kutta* de tercer orden, con este estudio se determinó los niveles de agua NAN, NAM, entre otros; que servirán como parámetros en el cálculo de la altura y longitud de ola, y posteriormente para el diseño del revestimiento. Las cotas del NAN y del NAM de la presa Chojampe 2, se presenta en la Tabla 5.

Tabla 5. Cotas de los niveles de agua en el embalse de Chojampe 2

Presa	Cota del NAN (m)	Cota del NAM(m)	Cota del Terreno (m)
Chojampe 2	32.2	33.83	19.5

Fuente: Dep. Hidráulica (PROMAS, 2014)

2.2 Determinación de la Altura (h) y Longitud de la Ola (λ)

La altura y longitud de la ola se determinará mediante el método de la Experiencia Cubana, para una probabilidad de ocurrencia del 1%. Se obtiene la altura y la longitud de la ola en base al siguiente procedimiento:

- 1) Determinación de la categoría de la presa.

La categoría de la presa se define de acuerdo a los daños que causarían su ruptura o mal funcionamiento. (Ver Tabla 6.)

Tabla 6. Categoría de la presa

Categoría de las presas	Descripción
I	Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, así como producir daños materiales o medioambientales muy importante.
II	Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
III	Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas.
IV	Casos especiales donde no se pronostica pérdida de vidas como resultado de una ruptura y se causara daño muy limitado debido a inundación adicional.

Las presas del proyecto PACALORI están consideradas como Presas de Categoría III.

2) Determinación de las velocidades del viento.

Se debe tomar la probabilidad de ocurrencia del viento en función de la categoría de la presa y del nivel de agua en el embalse. Se debe utilizar la Tabla 7. para la probabilidad:

Tabla 7. Probabilidad de ocurrencia de la velocidad de viento máxima en función del NAN

Categoría	Probabilidad
I y II	2%
III y IV	4%

Para el NAM, se toma la velocidad de viento promedio anual. En el proyecto la velocidad del viento se tomará con una probabilidad de ocurrencia del 4% para el NAN y del 50% para el NAM.

3) Determinación de $h_{1\%}$ y $\lambda_{1\%}$, a partir de las siguientes expresiones:

$$K = 1 + e^{\left(\frac{-0.4F}{V_v}\right)} \quad (2.1)$$

$$\epsilon = \frac{1}{9 + 19 * e^{\left(\frac{-14}{V_v}\right)}} \quad (2.2)$$

$$h_{1\%} = 0.081 * K * V_v * \sqrt{F * \epsilon} \quad (2.3)$$

$$\lambda_{1\%} = 10 * h_{1\%} \quad (2.4)$$

Donde:

$h_{1\%}$ Altura de ola para probabilidad de ocurrencia de 1% [m].

V_v Velocidad del viento medida a 10m sobre el agua [m/s].

F Fetch [km].

ϵ Pendiente de la ola.

$\lambda_{1\%}$ Longitud de ola para probabilidad de ocurrencia de 1% [m].

4) Determinación de h_m y λ_m afectado por la profundidad del agua.

Para determinar los coeficientes β y α , con los que se afecta la altura y longitud de la ola debido a la profundidad, se utiliza la relación H/λ (H es la diferencia de la cota del nivel de aguas con la cota del terreno) y con esta relación, se observa en la Figura 2.2. los valores correspondientes de β y α , que luego serán multiplicados por $h_{1\%}$ y $\lambda_{1\%}$ respectivamente, para obtener h_m y λ_m .

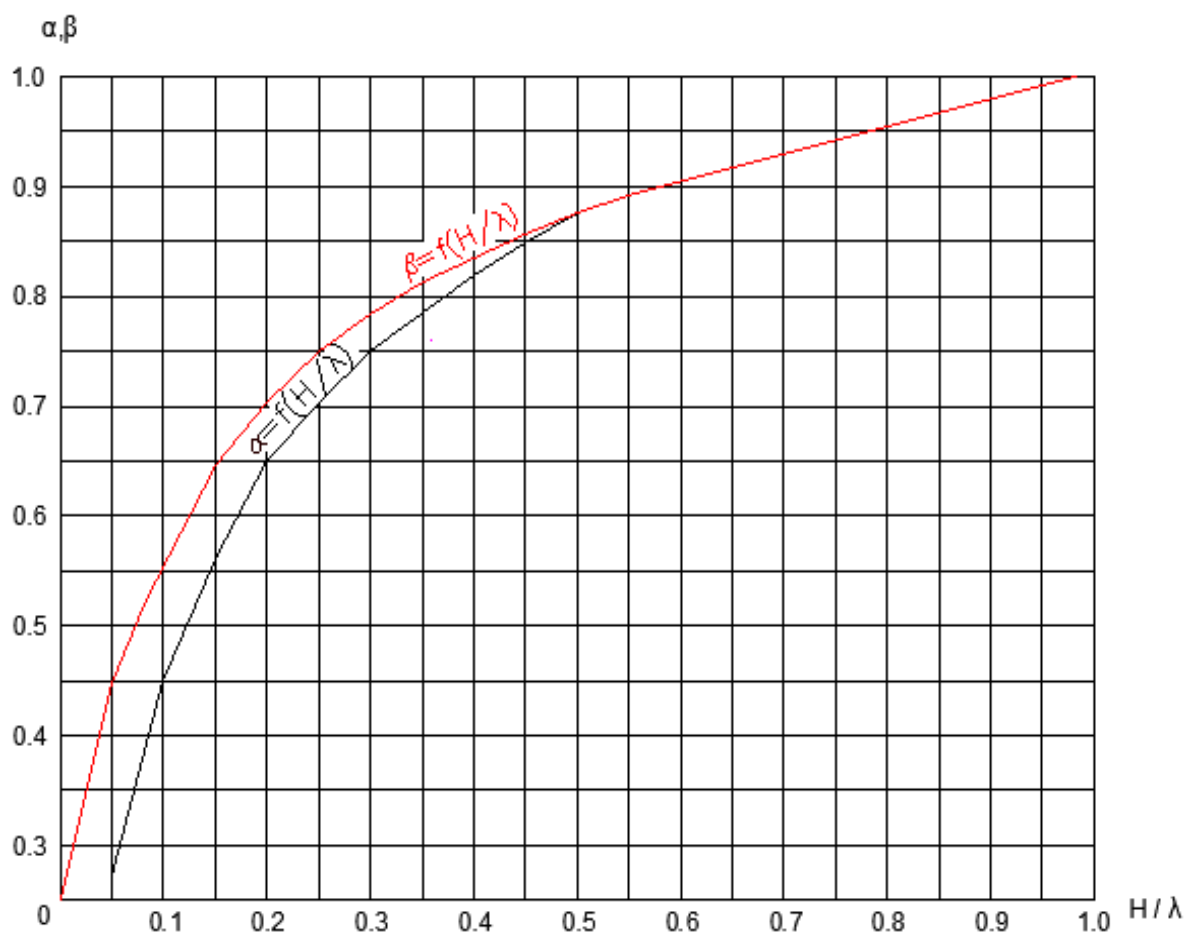


Figura 2. 2. Curvas de relación profundidad media del embalse (D) y longitud de la ola (λ) vs parámetros β y α ¹⁵

¹⁵ (Armas Novoa & Horta Mestas, 2010, pág. 336)

5) Determinación de h y λ :

Para las presas de categoría III, según la Tabla 8., se tiene que la probabilidad de ocurrencia de la altura de la ola es de 3%. Para obtener h y λ , se llevan los valores de h_m y λ_m a la probabilidad del 3%, estos valores se multiplican por el factor de **0.85** (Tabla 9.).

Tabla 8. Probabilidad de ocurrencia de la altura de la ola de acuerdo a la categoría de la presa

Categoría de la presa	Probabilidad de ocurrencia de la altura de la ola
I	1%
II	2%
III	3%
IV	4%

Fuente: (Armas Novoa & Horta Mestas, 2010)

Tabla 9. Factores para la determinación de la altura y longitud de ola

Probabilidad (w)	Factor de h_w y λ_w
1	1
2	0.9
3	0.85
4	0.8
5	0.76
10	0.67
20	0.65
30	0.48
40	0.4

Fuente: (Armas Novoa & Horta Mestas, 2010)

2.3 Revestimiento con Enrocamiento a Volteo

El diseño del enrocamiento a volteo por el método de la Experiencia Cubana determina: peso máximo de la roca, diámetro máximo de la roca y el espesor del revestimiento; mientras



que, según *Marsal y Reséndiz* se obtiene: el peso mínimo de la roca y el espesor del revestimiento.

2.3.1 Método de la Experiencia Cubana

Para el cálculo del peso máximo de la roca son considerados los siguientes factores: peso específico de las rocas, altura de la ola e inclinación del talud que se quiere proteger. La fórmula recomendada para obtener el peso máximo de las piedras aisladas según la Experiencia Cubana es:

$$Q = \frac{\mu * \gamma_m * h^2 * \lambda}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_w} - 1\right)^3 * \sqrt{1 + m^3}} \quad (2.5)$$

Donde:

- μ Coeficiente de forma de las rocas.
[0.025 para rajón normal y 0.017 para rocas de diámetro mayor a 1 m].
- γ_m Peso Específico de la roca [2.2 – 2.6 ton/m³].
- γ_w Peso Específico del agua [1 ton/m³].
- h Altura de la ola para la probabilidad de diseño [m].
- λ Longitud de la ola para la probabilidad de diseño [m].
- m Cotangente del talud que se quiere proteger.
- Q Peso máximo de la roca [ton].

Mientras que el diámetro máximo de la roca, expresado en metros y llevado a una esfera de diámetro D_{esf} , se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$D_{esf} = \sqrt[3]{\frac{Q}{0.524 * \gamma_m}} \quad (2.6)$$

El 50% de las piedras deben tener un tamaño igual o mayor que:

$$D_{50\%} = K * D_{esf} \quad (2.7)$$

Donde:

K Coeficiente que depende de la categoría de la presa.

En la Tabla 10., podemos observar el coeficiente k en función de la categoría de la presa.

Tabla 10. Coeficiente K que depende de la categoría de la presa

Categoría	I	II	III	IV
Coeficiente K	0.65	0.60	0.55	0.50

Fuente: (Armas Novoa & Horta Mestas, 2010)

Como las presas son de categoría III se utiliza el coeficiente **K** con un valor de **0.55**.

Si el valor de $D_{50\%}$ resulta menor que 0.30 [m], se tomará éste como valor mínimo.

$$D_{50\%} = 0.30 \text{ m} \quad (2.8)$$

El espesor del revestimiento está determinado mediante la siguiente fórmula:

$$e = r * D_{50\%} \quad (2.9)$$

El coeficiente r dependerá si la roca está o no clasificada tomando valores de 2 y 2.5 respectivamente. En este estudio se utilizará roca clasificada, por lo tanto: $r = 2$.

El coeficiente de uniformidad recomendado por la Experiencia Cubana, para ser utilizado en los revestimientos con enrocamiento a volteo es:

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} = (3 - 15) \quad (2.10)$$

Donde:

D₁₀ Diámetro por el cual pasa el 10% del material.

D₆₀ Diámetro por el cual pasa el 60% del material.

Permitiéndose, en casos especiales un valor de hasta **25**.

2.3.2 Método según Raúl Marsal y Daniel Reséndiz

Para el cálculo del peso mínimo de la roca son considerados los siguientes factores: peso específico de las rocas, peso específico del agua, altura de la ola y la inclinación del talud. Según *Marsal y Reséndiz* como condición de estabilidad el peso mínimo de la roca individual es:

$$W = \frac{0.0063 \cdot \gamma_m}{(\gamma_m - 1)^3} * \left[\frac{h}{\sin(\alpha_{cr} - \alpha)} \right]^3 \quad (2.11)$$

Donde:

- W** Peso mínimo de la roca [ton].
- γ_w** Peso volumétrico del agua [ton/m³].
- γ_m** Peso volumétrico de la roca de protección [ton/m³].
- h** Altura de la ola [m].
- α** Ángulo de inclinación del talud por proteger [grados].
- α_{cr}** Ángulo de inclinación del talud necesario para que, en una roca superficial típica, la línea GC sea vertical (ver figura 2.3.). Donde G es el centro de gravedad y C el punto de contacto más bajo de la roca [grados].

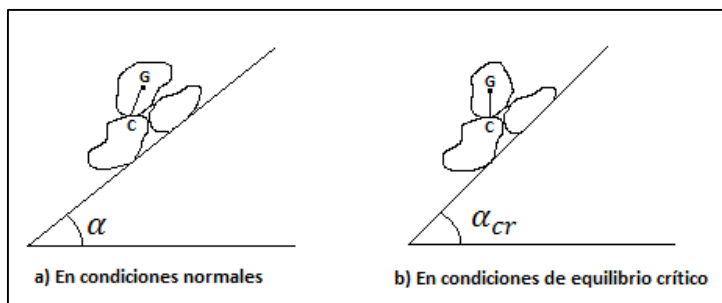


Figura 2. 3. Roca superficial típica en una protección de enrocamiento

Para el enrocamiento a volteo $\alpha_{cr} \cong 65^\circ$, mientras que para enrocamiento acomodado a mano $\alpha_{cr} = 90^\circ$. Por lo tanto una roca individual de este tipo de protección tiene mayor estabilidad que un enrocamiento a volteo.

El espesor del revestimiento de enrocamiento para una protección eficiente, debe ser tal que permita albergar el tamaño máximo de roca, así como una transición gradual hasta la capa de filtro. Con un espesor de 1.5 y 2 veces el diámetro de las rocas mayores es en general suficiente para cubrir ambos requisitos.¹⁶

2.4 Revestimiento con Losas de Hormigón

2.4.1 Acción de la Ola sobre las Losas de Hormigón

Con el fin de llevar a cabo el dimensionamiento de las losas de hormigón, es necesario establecer previamente el estado de carga de la losa. El estado de carga de la losa se determina con el diagrama de presiones que resulta del rompimiento de la ola sobre las losas de hormigón.

Para una mejor comprensión de la acción de la ola sobre el revestimiento y la metodología a seguir para el dimensionamiento de la losa, se presenta en la Figura 2.4. el comportamiento de la ola.

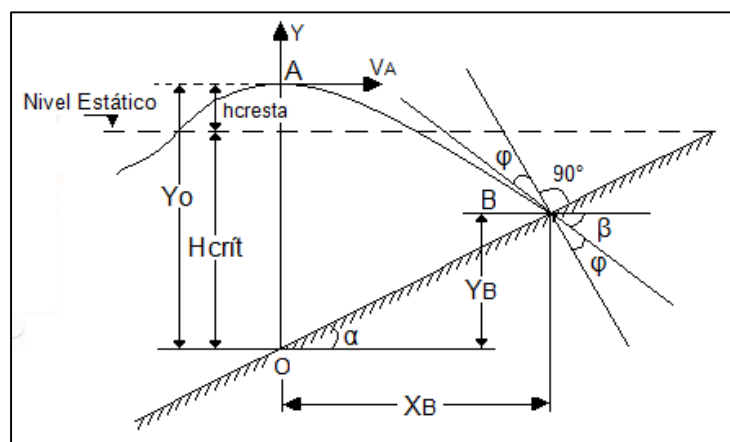


Figura 2. 4. Gráfico de la ola que actúa sobre la losa de hormigón

¹⁶ (Marsal & Reséndiz Nuñez, 1979, pág. 102)

El origen de coordenadas implantadas en la Figura 2.4. se localiza en la intersección de la superficie del talud con la profundidad ***H_{crít}***. En la zona próxima al punto ***B***, se produce la velocidad máxima y la mayor intensidad de la presión en el momento que la ola golpea la losa de hormigón.

El procedimiento de cálculo presentado a continuación está basado en la Figura 2.4.

2.4.2 Determinación de la Presión Dinámica sobre la Losa de Hormigón

La presión dinámica máxima (***P_{Bmax}***) que ocurre sobre la losa, debida al golpe del chorro en el punto ***B***, se determina siguiendo la metodología descrita a continuación:

- 1) Determinación del coeficiente empírico (***n***) aplicado a la velocidad del chorro en el punto ***A***.

$$n = 4.7 \frac{h}{\lambda} + 3.4 \left(\frac{m}{\sqrt{1+m^2}} - 0.85 \right) \quad (2.12)$$

Donde:

- h*** Altura de la ola [***m***].
- λ*** Longitud de la ola [***m***].
- m*** Pendiente del talud aguas arriba.

- 2) Determinación de la velocidad del chorro en el punto ***A***, expresada en ***m/s***.

$$V_A = n \sqrt{\frac{g\lambda}{2\pi} \tanh \frac{2\pi \cdot H}{\lambda}} + h \sqrt{\frac{\pi g}{2\lambda} \coth \frac{2\pi \cdot H}{\lambda}} \quad (2.13)$$

Donde:

- g*** Aceleración de la gravedad [***m/s²***].
- H*** Profundidad del agua al pie del talud [***m***].



- 3) Determinación de la altura de la cresta de la ola, a partir del nivel estático (h_{cresta}), expresada en *metros*.

$$h_{cresta} = \left[0.95 - (0.84 * m - 0.25) \frac{h}{\lambda} \right] h \quad (2.14)$$

- 4) Determinación de la profundidad crítica (H_{crit}), expresada en *metros*.

$$H_{crit} = h \left(0.47 + 0.023 \frac{h}{\lambda} \right) \frac{1+m^2}{m^2} \quad (2.15)$$

- 5) Determinación de la ordenada del punto A (Y_o), expresada en *metros*, que caracteriza la ubicación del chorro cuando se arroja desde la cresta de la ola.

$$Y_o = h_{cresta} + H_{crit} \quad (2.16)$$

- 6) Determinación de las coordenadas del punto **B**, expresadas en *metros*.

$$X_B = \frac{-\frac{V_A^2}{m} \pm V_A \sqrt{\frac{V_A^2}{m^2} + 2g * Y_o}}{g} \quad (2.17)$$

$$Y_B = \frac{X_B}{m} \quad (2.18)$$

- 7) Determinación del coeficiente η de disminución de la velocidad al disiparse el chorro.

$$\eta = 1 - (0.017 * m - 0.02)h \quad (2.19)$$

8) Determinación de la velocidad del chorro en el punto **B**, expresada en m/s .

$$V_B = \sqrt{\eta \left[V_A^2 + \left(\frac{gX_B}{V_A} \right)^2 \right]} \quad (2.20)$$

9) La presión máxima local P_{Bmax} que ocurre sobre el talud, debida al golpe del chorro en el punto **B**, en el momento de la caída de la ola, se determina por la expresión:

$$P_{Bmax} = 1.7 \frac{V_B^2}{2g} \cos^2 \varphi \gamma_w \quad (2.21)$$

Donde:

γ_w Peso específico del agua [ton/m^3].

φ Ángulo formado por la tangente a la dirección del chorro y la normal al talud, en el punto **B**, y que es igual a:

$$\varphi = 90^\circ - (\alpha + \beta) \quad (2.22)$$

β Valor absoluto del ángulo (*grados*) formado por la tangente a la dirección del chorro y la horizontal, en el punto **B**, y que se determina por la expresión:

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{gX_B}{V_A^2} \right) \quad (2.23)$$

α Ángulo que forma el talud con la horizontal y es igual a:

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{Y_B}{X_B} \right) \quad (2.24)$$

P_{Bmax} Presión máxima en el punto **B** [ton/m^2].

Una vez obtenida la presión dinámica que ejerce la ola sobre la losa, se obtiene el diagrama de presiones, tal como se muestra en la Figura 2.5.

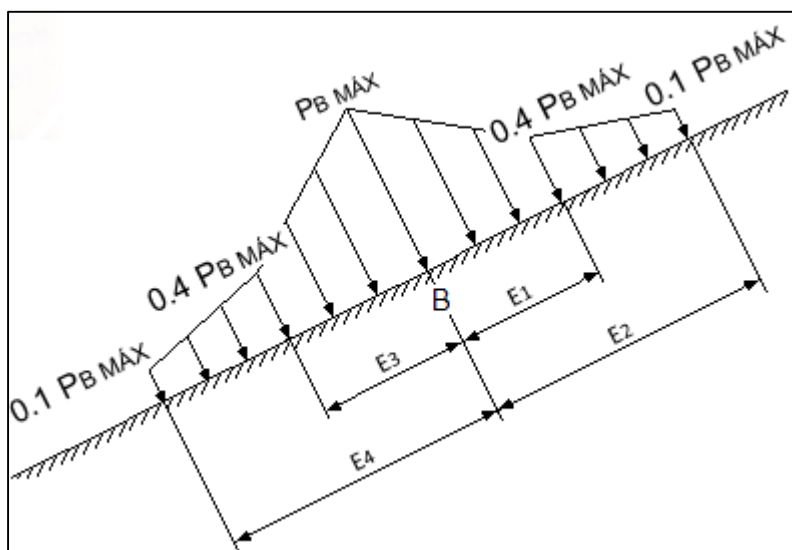


Figura 2. 5. Diagrama de la presión dinámica de la ola

Las distancias desde **B** hasta donde actúan los puntos de inflexión de la presión, están en *metros* y son determinadas por las siguientes expresiones:

$$E1 = 0.025 S \quad (2. 25)$$

$$E2 = 0.065 S \quad (2. 26)$$

$$E3 = 0.053 S \quad (2. 27)$$

$$E4 = 0.135 S \quad (2. 28)$$

Donde el parámetro S está en metros y se determina por la expresión:

$$S = \frac{m \cdot \lambda}{2^{\frac{4}{m^2-1}}} \quad (2. 29)$$

2.4.3 Determinación de la Presión Estática sobre la Losa de Hormigón

El diagrama de presión estática del flujo que se desliza sobre el talud y actúa sobre la losa de hormigón, se muestra en la Figura 2.6.

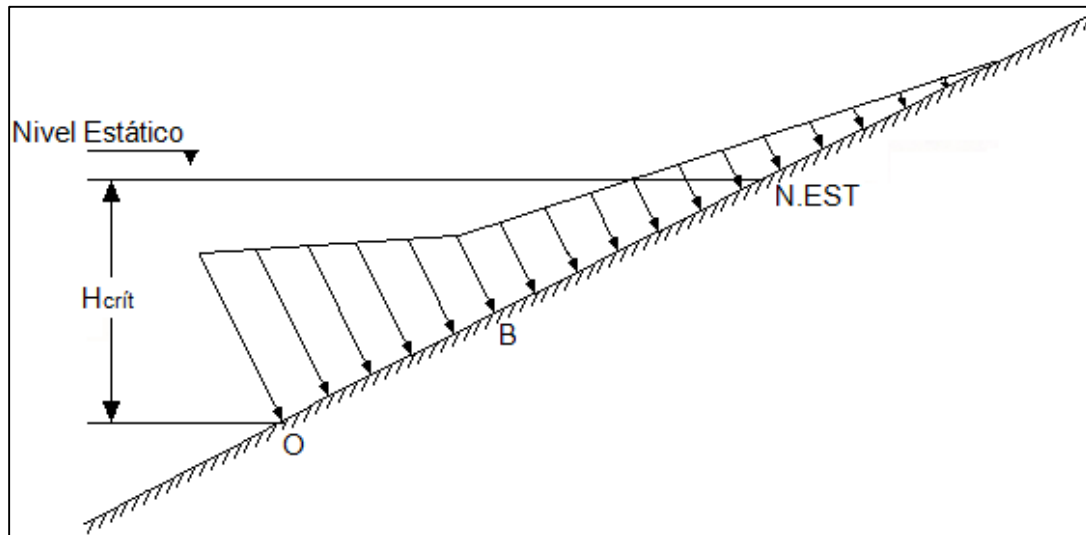


Figura 2. 6. Diagrama de la presión estática de la ola

La presión estática (***Pe***), se calcula con las siguientes ecuaciones y viene expresada en ton/m^2 .

En el punto O el valor de la presión estática es:

$$Pe = (0.1 * m + 0.2)h \quad (2. 30)$$

En el punto B el valor de la presión estática (***Pe***) es:

$$Pe = 0.055 * m * h \quad (2. 31)$$

En el nivel estático el valor de la presión estática (***Pe***) es:

$$Pe = 0.033 * m * h \quad (2. 32)$$

Por lo tanto, el estado de carga de la losa será la suma de las presiones dinámicas y estáticas:

$$\text{Presión Total} = P_{\text{dinámica}} + P_{\text{estática}} \quad (2. 33)$$

2.4.4 Subpresión

Según la Experiencia Cubana, se recomienda la construcción del diagrama de subpresión que aparece en la Figura 2.7.

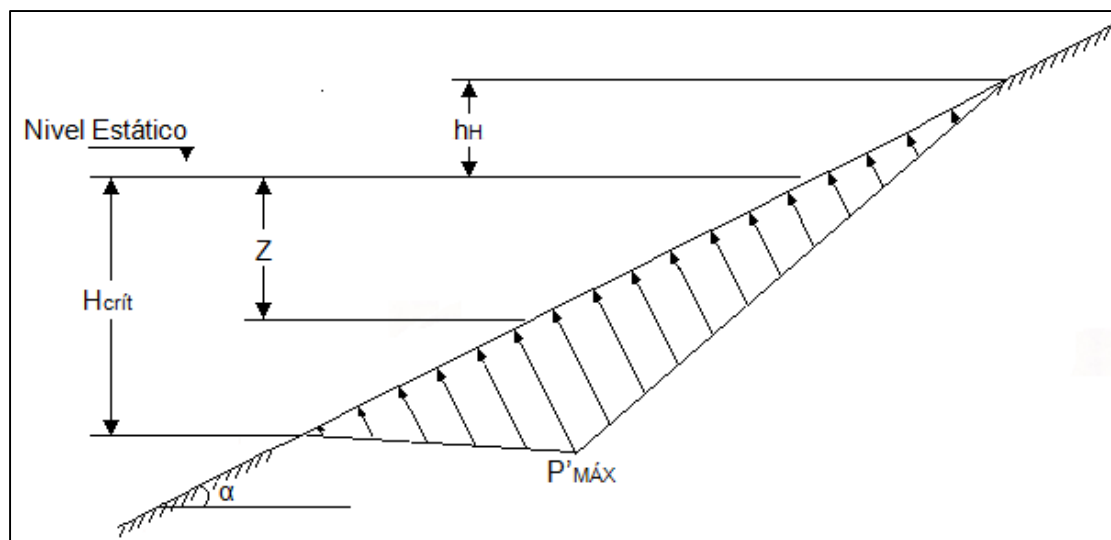


Figura 2. 7. Diagrama de subpresión en la losa de hormigón

La subpresión máxima en la Figura 2.7. corresponde al valor de:

$$P'_{máx} = 0.12 P_{Bmáx} \quad (2.34)$$

Esta subpresión máxima se localiza a la profundidad z a partir del nivel estático:

$$z = 0.9 h \tan \alpha \quad (2.35)$$

Los extremos del diagrama, donde la subpresión se hace cero, se localizan determinando las distancias: H_{crit} [metros] que se calculó anteriormente (expresión 2.15) y la altura de trepada h_H [metros]. Estas distancias son medidas a partir del nivel estático.

$$h_H = \frac{2 K h^3}{m} \sqrt{\frac{\lambda}{h}} \quad (2.36)$$



Donde:

K Coeficiente que depende del tipo de revestimiento.

Se utilizará **$K = 0.9$** (para revestimiento de hormigón).

Una vez calculada la subpresión se determina la estabilidad a flotación de la losa, utilizando coeficientes de seguridad entre **1 y 1.5**.

2.4.5 Estabilidad de la Losa de Hormigón

2.4.5.1 Estabilidad de la Losa a la Flotación

La estabilidad a la flotación que debe cumplir la losa de hormigón armado, debe satisfacer la siguiente condición:

$$FS = \frac{\text{Peso de la losa}}{\text{Subpresión}} \geq 1 \text{ ó } 1.5 \quad (2.37)$$

$$\text{Peso de la losa} = t * \gamma_H \quad (2.38)$$

Donde:

γ_H Peso específico del hormigón [ton/m^3].

t Espesor de la losa [m].

Un factor de seguridad de 1 nos indica que la losa es estable pero no segura, mientras que, el factor de seguridad de 1.5 indica que la losa es estable y segura; por lo tanto, tomaremos como factor de seguridad **1.5**.

2.4.5.2 Estabilidad de la Losa al Arrastre

La Experiencia Cubana propone una expresión empírica (expresión 2.39) mediante la cual se calcula el espesor de la losa de revestimiento, esta expresión sirve para losas tanto monolíticas como prefabricadas, dicho espesor garantiza la estabilidad de la losa al arrastre de la ola.

$$t = 0.07 * \eta * h * \sqrt[3]{\frac{\lambda}{L} * \frac{\gamma_w}{\gamma_H - \gamma_w} * \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{m}} \quad (2.39)$$

Donde:

- t Espesor de la losa [m].
- γ_H Peso específico del hormigón [ton/m³].
- m Pendiente del Talud.
- L Dimensión de la losa a lo largo del talud [m].
- γ_w Peso específico del agua [ton/m³].
- η Coeficiente que toma el valor de 1 para losas monolíticas y 1.1 para losas prefabricadas.

2.4.6 Determinación del Acero de Refuerzo a Flexión Simple

Una vez determinado el diagrama de presiones totales, se analiza la losa como una viga elástica por metro de longitud, la misma se considera libremente apoyada en toda su longitud sobre una base o cimiento elástico y sus extremos se consideran libres, es decir, sin ningún tipo de restricción.

En el caso de losas prefabricadas es necesario establecer un esquema de análisis según las condiciones de izaje, ya que en estas condiciones puede requerirse más acero de refuerzo que para las condiciones de trabajo de la losa sobre el talud.

En el caso del acero en las losas de hormigón, es necesario conocer el momento máximo que genera el diagrama de presiones totales que actúa sobre la losa, es por ello que dicho momento máximo será determinado mediante el software SAP2000, la modelación en este programa se basa en la teoría de la elasticidad caracterizada por el módulo de reacción del terreno y el coeficiente de Poisson.

El módulo de reacción del terreno será determinado por la expresión de Vésic (1961), el cual propone una relación entre los parámetros elásticos del terreno y la losa de hormigón.

$$k = 0.65 \left(\sqrt[12]{\frac{EB^4}{E_h I}} \right) * \left(\frac{E}{1-\mu^2} \right) \quad (2.40)$$

Donde:

- k** Módulo de reacción del terreno [ton/m^3].
- E** Módulo de elasticidad del terreno [ton/m^2].
- B** Base de la losa [m].
- E_h** Módulo de elasticidad del hormigón [ton/m^2].
- I** Inercia de la sección de la losa [m^4].
- μ** Módulo de poisson.

Según Braja M. Das en su libro “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”, 5ta edición, página 223, nos indica los parámetros elásticos para diferentes suelos. Para el caso del proyecto PACALORI se presenta en la Tabla 11., los valores del Módulo de Elasticidad y de Poisson de los materiales en el que se va asentar la losa de hormigón:

Tabla 11. Módulo de elasticidad y de poisson para arena suelta y arcilla media

Material	Módulo de Elasticidad (ton/m^2)	Módulo de Poisson
Arena Suelta	1071 – 2447	0.20 – 0.40
Arcilla Media	2110 – 4179	0.20 – 0.50

Se tomará como valor de módulo de elasticidad **2447 ton/m^2** y como valor de módulo de poisson **0.35**, los mismos que están en el rango de valores que toman los materiales del terraplén y del material de apoyo (arcilla media y arena suelta respectivamente).



Para determinar el momento máximo actuante sobre la losa de hormigón se utiliza el software SAP2000, el cual requiere por lo menos de los siguientes parámetros: módulo de reacción del terreno, módulo de poisson del hormigón, resistencia del hormigón, módulo de elasticidad del hormigón, presión total, condiciones de apoyo y dimensiones de la losa.

A partir del momento máximo se procede con el cálculo del acero necesario para la losa de hormigón mediante el siguiente procedimiento:

1) Mayoración de cargas:

$$M^* = M_{max} * 1.2 \quad (2.41)$$

Donde:

M^* Momento mayorado [$ton * cm$].

M_{max} Momento máximo que actúa sobre la losa [$ton * cm$].

2) Minoración de la resistencia de los materiales (hormigón y acero):

$$R' b^* = \frac{f' c}{1,6} \quad (2.42)$$

$$R^* a = \frac{f y}{1,15} \quad (2.43)$$

Donde:

$f' c$ Resistencia del hormigón [kg/cm^2].

$f y$ Resistencia del acero [kg/cm^2].

$R' b^*$ Resistencia del hormigón minorada [ton/cm^2].

$R^* a$ Resistencia del acero minorada [ton/cm^2].

3) Determinación del factor μ_r :

$$\mu_r = \frac{M^*}{b*d^2*R'*b^*} \quad (2.44)$$

Donde:

b Base de la losa [*cm*].

d Peralte efectivo [*cm*].

4) Determinación de la cuantía:

$$W_r = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_r} \quad (2.45)$$

5) Determinación del acero requerido:

$$A_2 = \frac{W_r*b*d*R'*b^*}{R*a} \quad (2.46)$$

6) Determinación del acero mínimo:

$$A_{min} = 0.002 * b * d \quad (2.47)$$

7) Determinación del espaciamiento:

$$e = \frac{b*A_o}{A} \quad (2.48)$$

Donde:

Ao Área unitaria del refuerzo a utilizar [*cm*²].

e Espaciamiento [*cm*].

A Mayor valor entre *A_{min}* y *A₂*.

Una vez obtenidos los resultados, estos se compararán con las recomendaciones de algunos autores y de instituciones internacionales.

3 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos a partir de las fórmulas empíricas que se citaron en el capítulo 2, nos sirven para determinar el dimensionamiento adecuado que debe tener el revestimiento colocado en el talud aguas arriba de la presa de tierra Chojampe 2.

3.1 Cálculo de la Altura (h) y Longitud de la Ola (λ)

La altura y longitud de la ola se calculan con las expresiones (2.1) a (2.4) y con los datos que se presentan en la Tabla 12.

Tabla 12. Datos para el cálculo de altura y longitud de la ola

Descripción	Valor	Unidad
Categoría de la presa	III	
Cota NAN	32.2	m
Fetch (F)	1.11	km
Pendiente del talud (m)	3	1: x
Velocidad del viento (V_v)	55.2	km/h
Probabilidad de ocurrencia	4	%
Velocidad del viento para 4% de probabilidad de ocurrencia	14.72	m/s
Factor para probabilidad de altura del 3%	0.85	

El cálculo se realiza con el Nivel de Aguas Normales, debido que en este nivel es donde se producen las mayores velocidades de viento y por ende las máximas alturas y longitudes de la ola.

Cálculo de h y λ a partir del NAN

1) Cálculo de $h_{1\%}$ y $\lambda_{1\%}$.

$$K = 1 + e^{\left(\frac{-0.4F}{V_v}\right)} = 1 + e^{\left(\frac{-0.4 \cdot 1.11}{14.72}\right)}$$

$$K = 1.97$$

$$\epsilon = \frac{1}{9 + 19 * e^{\left(\frac{-14}{V_v}\right)}} = \frac{1}{9 + 19 * e^{\left(\frac{-14}{14.72}\right)}}$$

$$\epsilon = 0.061$$

$$h_{1\%} = 0.081K * V_v * \sqrt{F * \epsilon} = 0.081 * 1.97 * 14.72 * \sqrt{1.11 * 0.061}$$

$$h_{1\%} = 0.612 \text{ m}$$

$$\lambda_{1\%} = 10 * h_{1\%} = 10 * 0.612$$

$$\lambda_{1\%} = 6.12 \text{ m}$$

2) Cálculo de h_m y λ_m .

La profundidad del agua en el embalse se obtiene de la diferencia de cotas entre el terreno y el NAN.

$$H = 32.20\text{m} - 19.5\text{m} = 12.7\text{m}$$

Relación entre la profundidad del agua y la longitud de la ola para 1% de probabilidad.

$$\frac{H}{\lambda_{1\%}} = \frac{12.7\text{m}}{6.12\text{m}} = 2.10$$

Con este resultado observamos en la Figura 2.2. el valor correspondiente de β y α que resultó ser igual a 1 para los dos coeficientes, estos valores se multiplican por $h_{1\%}$ y $\lambda_{1\%}$ para determinar h_m y λ_m .

$$h_m = \beta * h_{1\%} = 1 * 0.612 = 0.612 \text{ m}$$

$$\lambda_m = \alpha * \lambda_{1\%} = 1 * 6.12 = 6.12 \text{ m}$$

3) Cálculo de h y λ

Para llevar h_m y λ_m a la probabilidad del 3% se multiplica la altura y longitud, por el factor de corrección mostrado en la Tabla 9.

$$h = 0.85 * 0.612 = 0.52 \text{ m}$$

$$\lambda = 0.85 * 6.12 = 5.20 \text{ m}$$

Con estos datos de altura y longitud de ola, se procede con el diseño de los dos tipos de revestimiento.

3.2 Cálculo de Enrocamiento a Volteo

3.2.1 Método de la Experiencia Cubana

En la Tabla 13. se presenta los datos necesarios para el cálculo del diámetro y peso máximo de la piedra así como su espesor.

Tabla 13. Datos para el cálculo del diámetro, peso máximo de la roca y espesor del revestimiento

Descripción	Valor	Unidad
Forma de las piedras	Piedras $\phi > 1m$	
Coeficiente de forma de las piedras (μ)	0.017	
Peso específico de la piedra (γ_m)	2.600	ton/m ³
Peso específico del agua (γ_w)	1.000	ton/m ³
Altura de la ola para la probabilidad de diseño (h)	0.520	m
Longitud de la ola para la probabilidad de diseño (λ)	5.204	m
Pendiente del talud aguas arriba (m)	3	1: x

1) El peso máximo de las piedras aisladas se calcula con la expresión (2.5):

$$Q = \frac{\mu * \gamma_m * h^2 * \lambda}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_w} - 1\right)^3 * \sqrt{1 + m^3}}$$



$$Q = \frac{0.017 * 2.6 * 0.52^2 * 5.204}{\left(\frac{2.6}{1} - 1\right)^3 * \sqrt{1 + 3^3}} = \frac{0.062}{21.674}$$

$$Q = 0.0029 \text{ ton} = 2.87 \text{ kg}$$

$$\mathbf{Q \approx 3 \text{ kg}}$$

2) El diámetro de la esfera se obtiene, según la expresión (2.6):

$$D_{esf} = \sqrt[3]{\frac{Q}{0.524 * \gamma_m}} = \sqrt[3]{\frac{0.0029}{0.524 * 2.6}}$$

$$D_{esf} = 0.128 \text{ m} = 12.82 \text{ cm}$$

$$\mathbf{D_{esf} \approx 13 \text{ cm}}$$

3) El 50% de las piedras debe tener un tamaño igual o mayor que el calculado según la expresión (2.7):

$$D_{50\%} = K * D_{esf} = 0.55 * 0.128$$

$$D_{50\%} = 0.0705 \text{ m}$$

Como $D_{50\%}$ calculado por la expresión (2. 7) es menor que 0.30 m tomamos:

$$\mathbf{D_{50\%} = 0.30 \text{ m}}$$

4) El espesor del enrocamiento se calcula según la expresión (2.9).

$$e = r * D_{50\%} = 2 * 0.30$$

$$\mathbf{e = 0.60 \text{ m}}$$

Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 14.

Tabla 14. Diámetro de la piedra y espesor del enrocamiento.

Resumen de Resultados		
Diámetro de la piedra $D_{50\%}$	30	cm
Espesor del revestimiento (e)	60	cm

3.2.2 Método según Raúl Marsal y Daniel Reséndiz

El diámetro y peso mínimo de las piedras del enrocamiento requieren de la siguiente información para su cálculo (Ver tabla 15.):

Tabla 15. Datos para el cálculo del diámetro y peso mínimo de la roca del revestimiento.

Descripción	Valores	Unidades
Peso específico de la piedra (γ_m)	2.60	ton/m ³
Peso específico del agua (γ_w)	1.00	ton/m ³
Altura de la ola (h)	0.52	m
Angulo de inclinación del talud en equilibrio critico (α_{cr})	65	grados
Angulo de inclinación del talud por proteger (α)	18.44	grados

1) El peso mínimo de las piedras se calcula mediante la expresión (2.11):

$$W = \frac{0.0063 * \gamma_m}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_w} - 1\right)^3} * \left[\frac{h}{\sin(\alpha_{cr} - \alpha)}\right]^3$$

$$W = \frac{0.0063 * 2.6}{\left(\frac{2.6}{1} - 1\right)^3} * \left[\frac{0.52}{\sin(65 - 18.44)}\right]^3$$

$$W = 0.00147 \text{ ton} = 1.47 \text{ kg}$$

$$W \approx 1.50 \text{ kg}$$

2) El diámetro de la piedra se calculará asumiendo que éstas son esféricas.

$$D_{esf} = \sqrt[3]{\frac{W}{0.524 * \gamma_m}}$$

$$D_{esf} = \sqrt[3]{\frac{0.00147}{0.524 * 2.6}}$$

$$D_{esf} = 0.1025 \text{ m} = 10.25 \text{ cm}$$

$$D_{esf} \approx 10 \text{ cm}$$

Los resultados obtenidos los presentamos en la siguiente tabla de resumen:

Tabla 16. Peso y diámetro mínimo del enrocamiento a volteo

Resumen de Resultados		
Peso mínimo de la piedra (W)	1.50	kg
Diámetro mínimo de la piedra (D_{esf})	10	cm

El 50% de las piedras a utilizar en el enrocamiento deben tener un tamaño mayor o igual a **0.30 m**. El otro 50% será menor a 0.30 m y mayor a **0.10 m**. El espesor de la capa de enrocamiento es de **0.60 m**.

3.3 Cálculo de las Losas de Hormigón Armado

En la Tabla 17. se presenta los datos necesarios para el diseño de las losas de hormigón.

Tabla 17. Datos para el diseño del revestimiento con losas de hormigón en la presa Chojampe 2

Descripción	Valores	Unidades
Altura de la ola (h)	0.52	m
Longitud de la ola (λ)	5.20	m
Pendiente del talud (m)	3	1: x
Profundidad del agua (H)	12.70	m
Base de la losa (L)	5.00	m
Aceleración de la gravedad (g)	9.81	m/s^2
Peso específico del agua (γ_w)	1.00	ton/m^3
Peso específico del hormigón (γ_H)	2.40	ton/m^3

3.3.1 Presión Dinámica sobre la Losa de Hormigón

1) El coeficiente empírico n se calcula mediante la expresión (2.12).

$$n = 4.7 \frac{h}{\lambda} + 3.4 \left(\frac{m}{\sqrt{1 + m^2}} - 0.85 \right)$$

$$n = 4.7 \frac{(0.52)}{5.20} + 3.4 \left(\frac{3}{\sqrt{1 + 3^2}} - 0.85 \right)$$

$$n = 0.806$$

2) La velocidad del chorro en el punto A , se calcula según la expresión (2.13).

$$V_A = n \sqrt{\frac{g\lambda}{2\pi} \tanh \frac{2\pi * H}{\lambda}} + h \sqrt{\frac{\pi g}{2\lambda} \coth \frac{2\pi * H}{\lambda}}$$



$$V_A = 0.806 \sqrt{\frac{(9.81) * (5.20)}{2\pi} \tanh \frac{2\pi * (12.70)}{5.20}} + 0.52 \sqrt{\frac{\pi * (9.81)}{2 * (5.20)} \coth \frac{2\pi * (12.70)}{5.20}}$$

$$V_A = 3.189 \text{ m/s}$$

3) La altura de la cresta, se calcula según la expresión (2.14).

$$h_{cresta} = \left[0.95 - (0.84 * m - 0.25) \frac{h}{\lambda} \right] h$$

$$h_{cresta} = \left[0.95 - (0.84 * (3) - 0.25) \frac{0.52}{5.20} \right] 0.52$$

$$h_{cresta} = 0.376 \text{ m}$$

4) La altura crítica se calcula mediante la expresión (2.15).

$$H_{crit} = h(0.47 + 0.023 \frac{h}{\lambda}) \frac{1+m^2}{m^2}$$

$$H_{crit} = 0.52(0.47 + 0.023 \frac{0.52}{5.20}) \frac{1+3^2}{3^2}$$

$$H_{crit} = 0.404 \text{ m}$$

5) La ordenada del punto **A** viene dada por la expresión (2.16).

$$Y_o = H_{crit} + h_{cresta}$$

$$Y_o = 0.404 + 0.376$$

$$Y_o = 0.780 \text{ m}$$

6) Las coordenadas del punto **B** se obtienen con las expresiones (2.17) y (2.18).

$$X_B = \frac{-\frac{V_A^2}{m} \pm V_A \sqrt{\frac{V_A^2}{m^2} + 2g * Y_o}}{g}$$

$$X_B = \frac{-\frac{(3.189)^2}{3} \pm 3.189 \sqrt{\frac{3.189^2}{3^2} + 2(9.81) * 0.780}}{9.81}$$

$$X_B = 0.973 \text{ m}$$

$$Y_B = \frac{X_B}{m}$$

$$Y_B = \frac{0.973}{3}$$

$$Y_B = 0.324 \text{ m}$$

7) El coeficiente de disminución del chorro (η), se calcula mediante la expresión (2.19).

$$\eta = 1 - (0.017 * m - 0.02)h$$

$$\eta = 1 - (0.017(3) - 0.02)(0.52)$$

$$\eta = 0.984$$

8) La velocidad del agua en el punto **B** se calcula con la expresión (2.20).

$$V_B = \sqrt{\eta \left[V_A^2 + \left(\frac{gX_B}{V_A} \right)^2 \right]}$$

$$V_B = \sqrt{0.984 \left[3.189^2 + \left(\frac{(9.81)0.973}{3.189} \right)^2 \right]}$$

$$V_B = 4.336 \text{ m/s}$$

9) Para el cálculo de la presión máxima local P_{Bmax} , es necesario determinar los siguientes parámetros:

9.1) Ángulo β formado por la tangente a la dirección del chorro y la horizontal.

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{gX_B}{V_A^2} \right)$$

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{(9.81) * (0.973)}{3.189^2} \right)$$

$$\beta = 43.16^\circ$$

9.2) Ángulo α formado por el talud y la horizontal.

$$\tan \alpha = \frac{Y_B}{X_B} = \frac{0.324}{0.973}$$

$$\alpha = 18.43^\circ$$

9.3) Ángulo φ formado por la tangente a la dirección del chorro y la normal al talud.

$$\varphi = 90^\circ - (\alpha + \beta)$$

$$\varphi = 90^\circ - (18.43 + 43.17)$$

$$\varphi = 28.41^\circ$$



La presión máxima local P_{Bmax} que ocurre sobre el talud, debida al golpe del chorro en el punto **B**, se determina mediante la expresión 2.21.

$$P_{Bmax} = 1.7 \frac{V_B^2}{2g} \cos^2 \varphi \gamma_w$$

$$P_{Bmax} = 1.7 \frac{4.336^2}{2 * (9.81)} \cos^2(28.41) * 1$$

$$P_{Bmax} = 1.26 \text{ ton}/m^2$$

3.3.2 Diagrama de Presiones Dinámicas que actúan sobre la Losa de Hormigón

El diagrama de presiones se obtiene a partir de la Figura 2.5.

$$0.4 * P_{Bmax} = 0.4 * (1.26) = 0.505 \text{ ton}/m^2$$

$$0.1 * P_{Bmax} = 0.1 * (1.26) = 0.126 \text{ ton}/m^2$$

El parámetro S se obtiene con la expresión (2.29).

$$S = \frac{m * \lambda}{2\sqrt[4]{m^2 - 1}}$$

$$S = \frac{3 * (5.20)}{2\sqrt[4]{3^2 - 1}}$$

$$S = 4.638 \text{ m}$$

A continuación se calcula la distancia a la que actúa P_{Bmax} , $0.1P_{Bmax}$ y $0.4P_{Bmax}$:

$$E1 = 0.025 S = 0.025 * (4.638) = 0.116 \text{ m}$$

$$E2 = 0.065 S = 0.065 * (4.638) = 0.301 \text{ m}$$

$$E3 = 0.053 S = 0.053 * (4.638) = 0.246 m$$

$$E4 = 0.135 S = 0.135 * (4.638) = 0.626 m$$

En la Figura 3.1. se presenta en el diagrama de presiones dinámicas sobre las losas de hormigón:

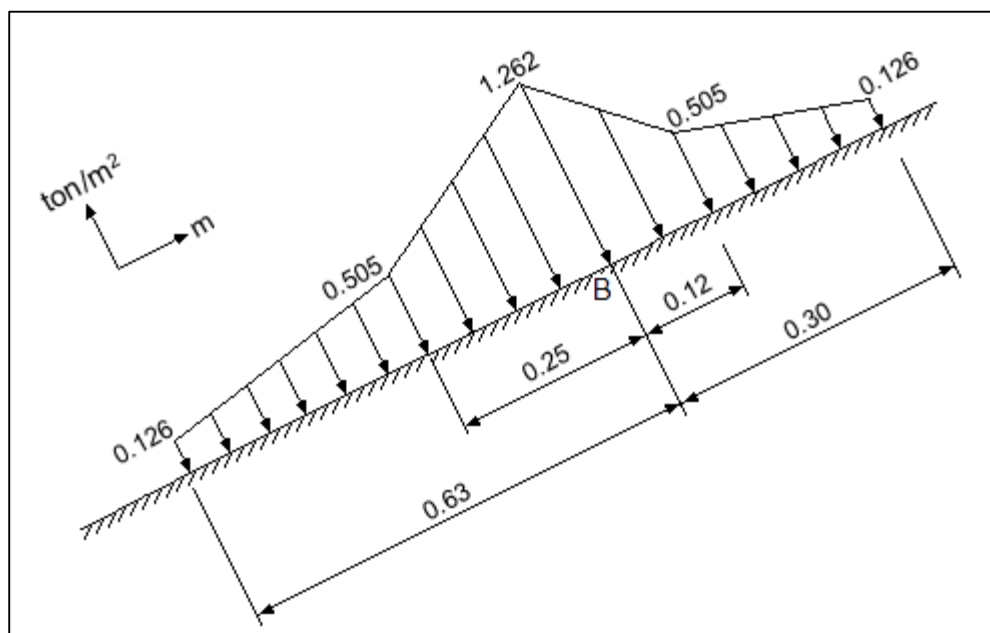


Figura 3. 1. Diagrama de presión dinámica sobre la losa de hormigón

3.3.3 Presión Estática sobre la Losa de Hormigón

La presión estática en los puntos característicos de la losa de hormigón, se calculan mediante las expresiones 2.30 a 2.32.

Punto 0: $P_e = (0.1 * m + 0.2) * h = (0.1 * 3 + 0.2) * 0.52$

$$P_e = 0.26 \text{ ton/m}^2$$



Punto B: $P_e = 0.055 * m * h = 0.055 * 3 * 0.52$

$$Pe = 0.086 \text{ ton}/m^2$$

Nivel Estático: $P_e = 0.033 * m * h = 0.033 * 3 * 0.52$

$$Pe = 0.051 \text{ ton}/m^2$$

La longitud de las líneas \overline{OB} y \overline{BNe} , se obtiene de la Figura 2.6. con geometría básica:

$$\cos \alpha = \frac{X_B}{\overline{OB}}$$

$$\cos (18.43^\circ) = \frac{0.973}{\overline{OB}}$$

$$\overline{OB} = 1.026 \text{ m}$$

$$\sin \alpha = \frac{H_{crit}}{\overline{O Ne}}$$

$$\sin (18.43^\circ) = \frac{0.404}{\overline{O Ne}}$$

$$\overline{O Ne} = 1.278 \text{ m}$$

$$\overline{O Ne} = \overline{OB} + \overline{B Ne}$$

$$\overline{B Ne} = 0.253 \text{ m}$$

En la Figura 3.2. se presenta el diagrama de presiones estáticas sobre la losa de hormigón:

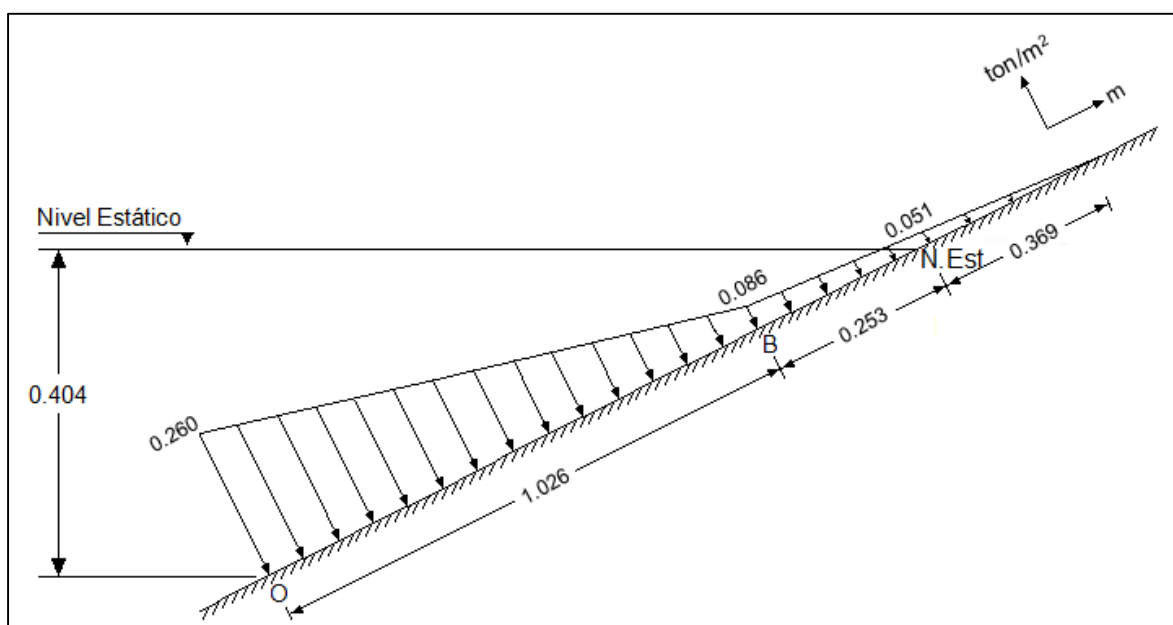


Figura 3. 2. Diagrama de presión estática sobre la losa de hormigón

La presión total que la ola ejerce sobre las losas, es la suma de la presión dinámica y la presión estática, y los resultados se presentan a continuación en la Figura 3.3.

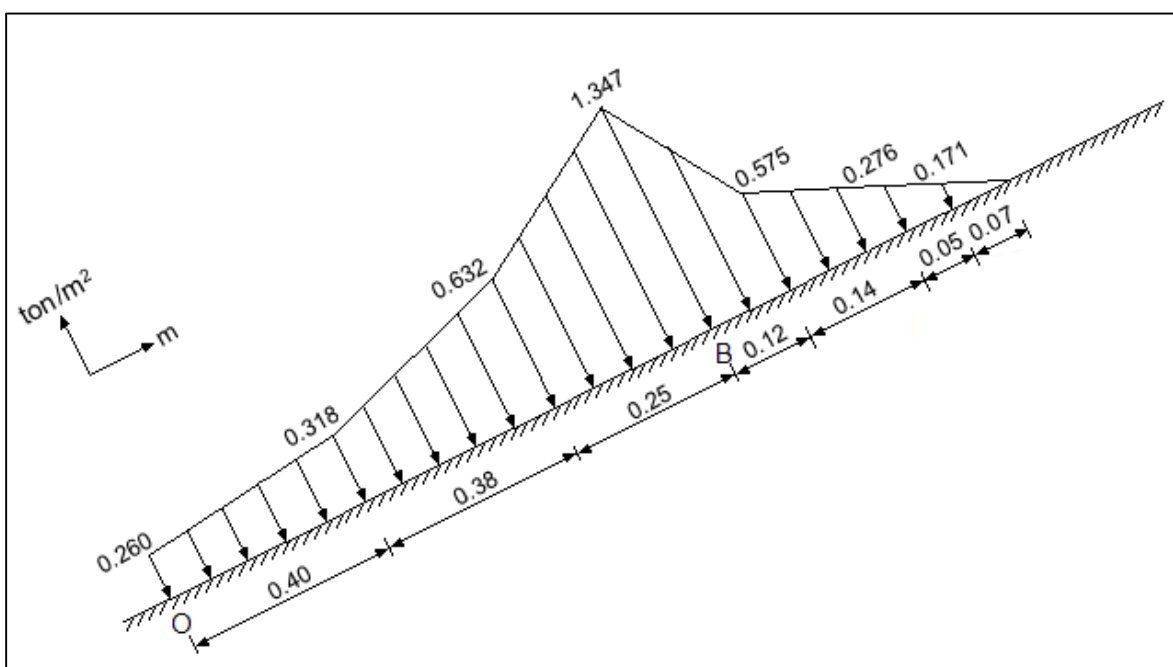


Figura 3. 3. Diagrama de presiones totales sobre la losa de hormigón



3.3.4 Subpresión

La subpresión máxima se calcula mediante la expresión (2.35).

$$P'_{m\acute{a}x} = 0.12 P_{Bm\acute{a}x}$$

$$P'_{m\acute{a}x} = 0.12 * (1.26)$$

$$P'_{m\acute{a}x} = 0.151 \text{ ton}/m^2$$

La profundidad a la que actúa la subpresión máxima medida a partir del nivel estático, es calculada mediante la expresión (2.36).

$$z = 0.9 h \tan \alpha$$

$$z = 0.9 * (0.52) * \tan(18.43^\circ)$$

$$z = 0.156 \text{ m}$$

La altura de trepada h_H , se calcula a través de la expresión (2.36), donde el coeficiente K toma el valor de **0.9**, debido a que el revestimiento es de hormigón.

$$h_H = \frac{2 K h^3}{m} \sqrt{\frac{\lambda}{h}}$$

$$h_H = \frac{2 * (0.9) * (0.52)^3}{3} \sqrt{\frac{5.20}{0.52}}$$

$$h_H = 0.672 \text{ m}$$

En la Figura 3.4. se presenta el diagrama de subpresión que actúa bajo la losa.

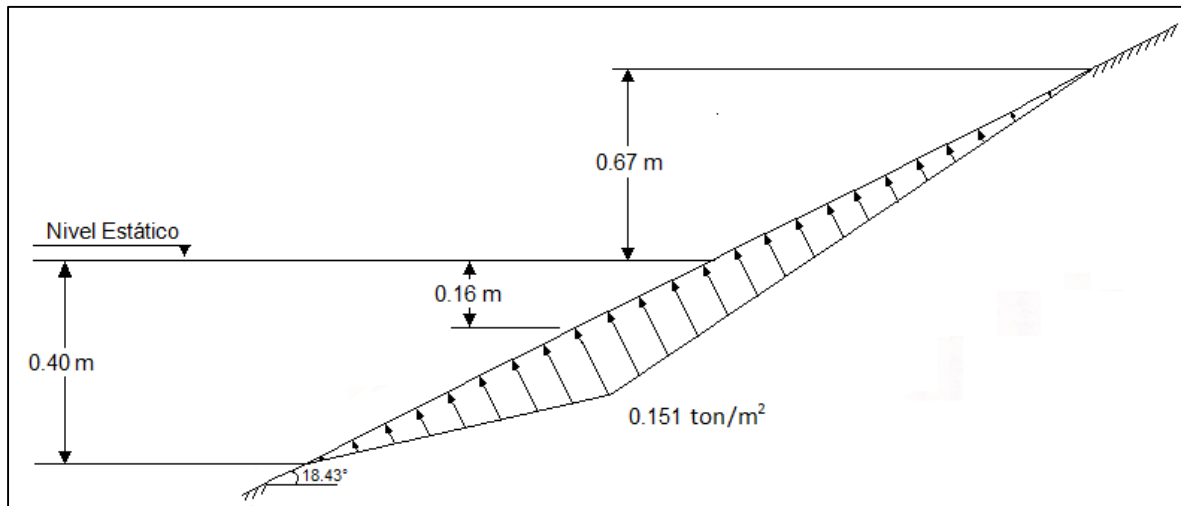


Figura 3. 4. Diagrama de subpresión en la losa de hormigón

3.3.5 Estabilidad de la Losa a Flotación

El espesor de la losa que cumpla con el criterio de estabilidad a la flotación se determinará con la expresión (2.37).

$$FS = \frac{\text{Peso de la losa}}{\text{Subpresión}} \geq 1.5$$

$$\text{Peso de la losa} = t * \gamma_H$$

$$\text{Peso de la losa} = t * (2.4 \text{ ton}/\text{m}^3)$$

$$1.5 = \frac{t * 2.4 \text{ ton}/\text{m}^3}{0.151 \text{ ton}/\text{m}^2}$$

$$t = 0.0946 \text{ m}$$

$$t \approx 9.50 \text{ cm}$$

3.3.6 Estabilidad de la Losa al Arrastre

La estabilidad de la losa al arrastre se calcula mediante la expresión (2.39), con n igual a 1, ya que, las losas serán fundidas “in situ”:

$$t = 0.07 * \eta * h * \sqrt[3]{\frac{\lambda}{B} * \frac{\gamma_w}{\gamma_H - \gamma_w} * \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{m}}$$

$$t = 0.07 * 1 * 0.52 * \sqrt[3]{\frac{5.20}{5} * \frac{1}{(2.4 - 1)} * \frac{\sqrt{3^2 + 1}}{3}}$$

$$t = 0.028 \text{ m}$$

$$t \approx 3 \text{ cm}$$

El espesor de losa que cumple los dos criterios (flotación y arrastre) es de 9.50 *cm*, pero debido a los requerimientos de la construcción y recomendaciones de ingenieros experimentados en la construcción de presas, se utilizará un espesor de losa de **20 *cm*** que de seguro cumple con los criterios establecidos.

3.3.7 Cálculo del Acero de Refuerzo

En la Tabla 18. se presenta los datos necesarios para el cálculo del módulo de reacción del suelo.

Tabla 18. Datos para el cálculo del módulo de reacción del suelo

Descripción	Valor	Unidad
Módulo de elasticidad del suelo (E)	2447	ton/m^2
Módulo de elasticidad del hormigón (E_h)	2.10E06	ton/m^2
Módulo de poisson (μ)	0.35	
Inercia (I)	6.67E-04	m^4
Base de la losa (B)	1	m

El módulo de reacción del suelo se calcula mediante la expresión (2.40).

$$k = 0.65 * \left(\sqrt[12]{\frac{E * B^4}{E_h * I}} \right) \left(\frac{E}{1 - \mu^2} \right)$$

$$k = 0.65 * \left(\sqrt[12]{\frac{2447 * 1^4}{2.1E6 * 0.000667}} \right) \left(\frac{2447}{1 - 0.35^2} \right)$$

$$k = 1716 \text{ ton/m}^2$$

En el software SAP2000 se introduce los parámetros de la Tabla. 19. y el diagrama de presiones totales obtenido en el inciso 3.3.3.

Tabla 19. Parámetros requeridos por el software SAP2000

Parámetro	Valor	Unidad
Longitud de losa	1.406	m
Resistencia del hormigón	210	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del hormigón	2.1E05	kg/cm ²
Módulo de poisson hormigón	0.20	
Espesor de losa	0.20	m
Base de la losa	1.00	m
Módulo de reacción del suelo	1716	ton/m ²

Los resultados que se obtuvieron con este software se muestran en la Tabla 20.

Tabla 20. Momento y cortante máximo en la losa de hormigón

N° de Tramos	Tramo	Momento Máximo (ton – m)	Cortante Máximo (ton)
10	7	0.02896	0.1425

Fuente: Resultados obtenidos del software SAP2000

El diagrama de momentos se muestra en la Figura 3.5.

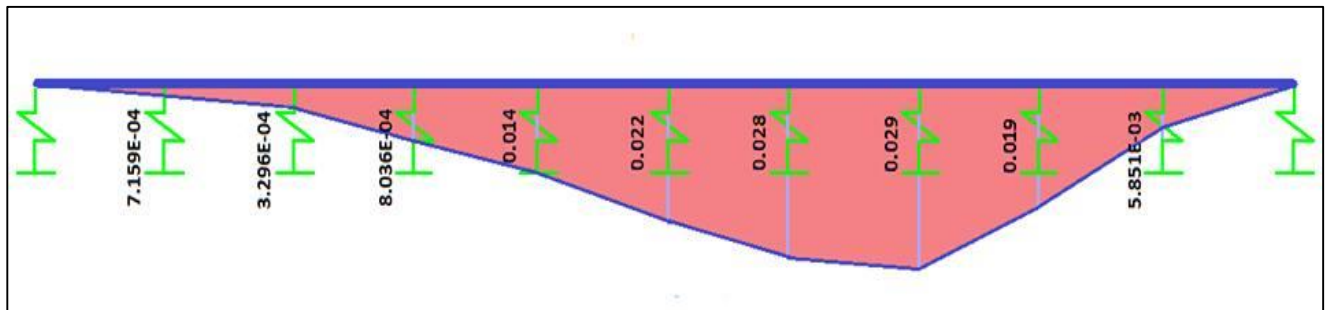


Figura 3. 5. Diagrama de momentos

Una vez obtenido el momento máximo se procede con el cálculo del acero de refuerzo:

- 1) Cálculo del momento mayorado mediante la expresión (2.41).

$$M^* = M_{max} * 1.20 = 2.896 * 1.20$$

$$M^* = 3.4752 \text{ ton} * \text{cm}$$

- 2) Minoración de la resistencia de los materiales (hormigón y acero), mediante las expresiones (2.42) y (2.43).

$$R'b^* = \frac{f'_c}{1.6} = \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{1.6} = 131.25 \text{ kg/cm}^2 = 0.13125 \text{ ton/cm}^2$$

$$R^*a = \frac{f_y}{4200} = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{1.15} = 3652.17 \text{ kg/cm}^2 = 3.652 \text{ ton/cm}^2$$

- 3) Cálculo del factor μ_r mediante la expresión (2.44).

$$\mu_r = \frac{M^*}{b * d^2 * R'b^*} = \frac{3.4752}{100 * 10^2 * 0.13125} = 2.65E - 03$$

- 4) Determinación de la cuantía mediante la expresión (2.45).

$$W_r = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_r} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0.00265}$$

$$W_r = 2.65E - 03$$

- 5) Determinación del acero requerido a partir de la expresión (2.46).

$$A_2 = \frac{W_r * b * d * R' b^*}{R * a} = \frac{2.65E - 03 * 100 * 10 * 0.13125}{3.652}$$

$$A_2 = 0.0953 \text{ cm}^2$$

- 6) El acero mínimo se calcula con la expresión (2.47).

$$A_{min} = 0.002 * b * d = 0.002 * 100 * 10$$

$$A_{min} = 2 \text{ cm}^2$$

- 7) Determinación del espaciamiento requerido de los refuerzos, mediante la expresión (2.48).

$$e = \frac{b * A_o}{A} = \frac{100 * 1.13}{2} = 56.5$$

$$e \approx 55 \text{ cm}$$

Con varillas de **12 mm** colocadas cada **25 cm**, se obtiene un valor de cuantía de 0.23%, la cual está en el rango de valores de cuantía proporcionado por *Sherard J. L. (1963)*. El área de acero calculada con una cuantía de 0.23% da como resultado 4.52 cm^2 , el cual es superior al área de acero requerido (0.0619 cm^2). Por lo tanto, se utilizará varillas de 12 mm colocadas cada 25 cm.

El material de transición se calcula con la expresión (1.1), pero al no tener datos granulométricos de este material, se utilizará recomendaciones dadas por *Sherard J. L. (1963)* en su libro "Earth and earth-rock dams" (Tabla 1.), que sugiere un espesor mínimo



de 0.15 m para la altura de ola de 0.52 m que tiene la presa Chojampe 2, mientras que los requerimientos en la construcción son de 0.30 m . Por lo que, se recomienda utilizar un espesor de material de transición de **0.30 m** , que cumple con la recomendación y los requerimientos.

En la Figura 3.6. y Figura 3.7. se indica el detalle de la distribución del refuerzo y la colocación de juntas en las losas de hormigón que servirán como protección del talud aguas arriba de las presas de tierra.

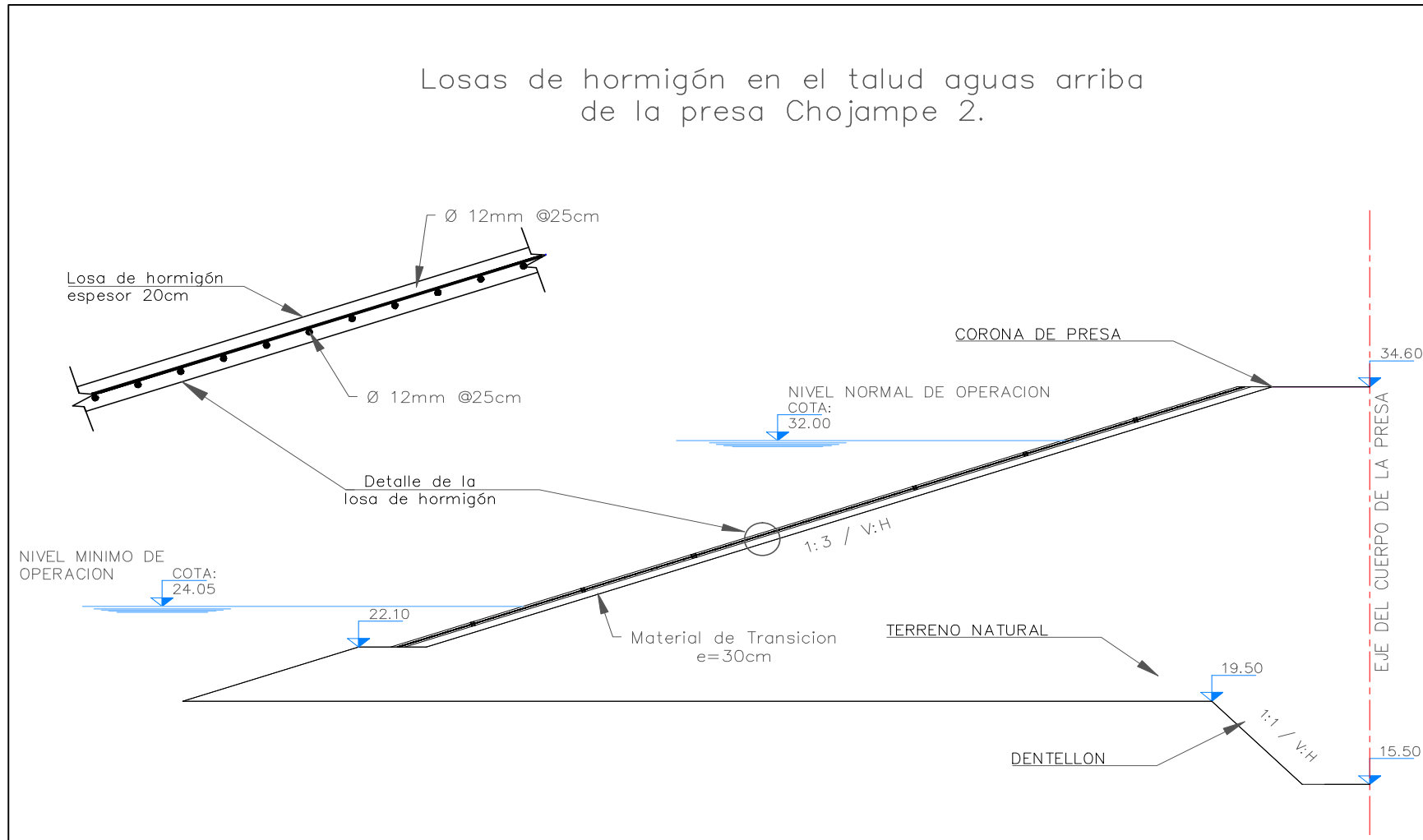


Figura 3. 6. Losas de hormigón en el talud aguas arriba de la presa Chojampe 2

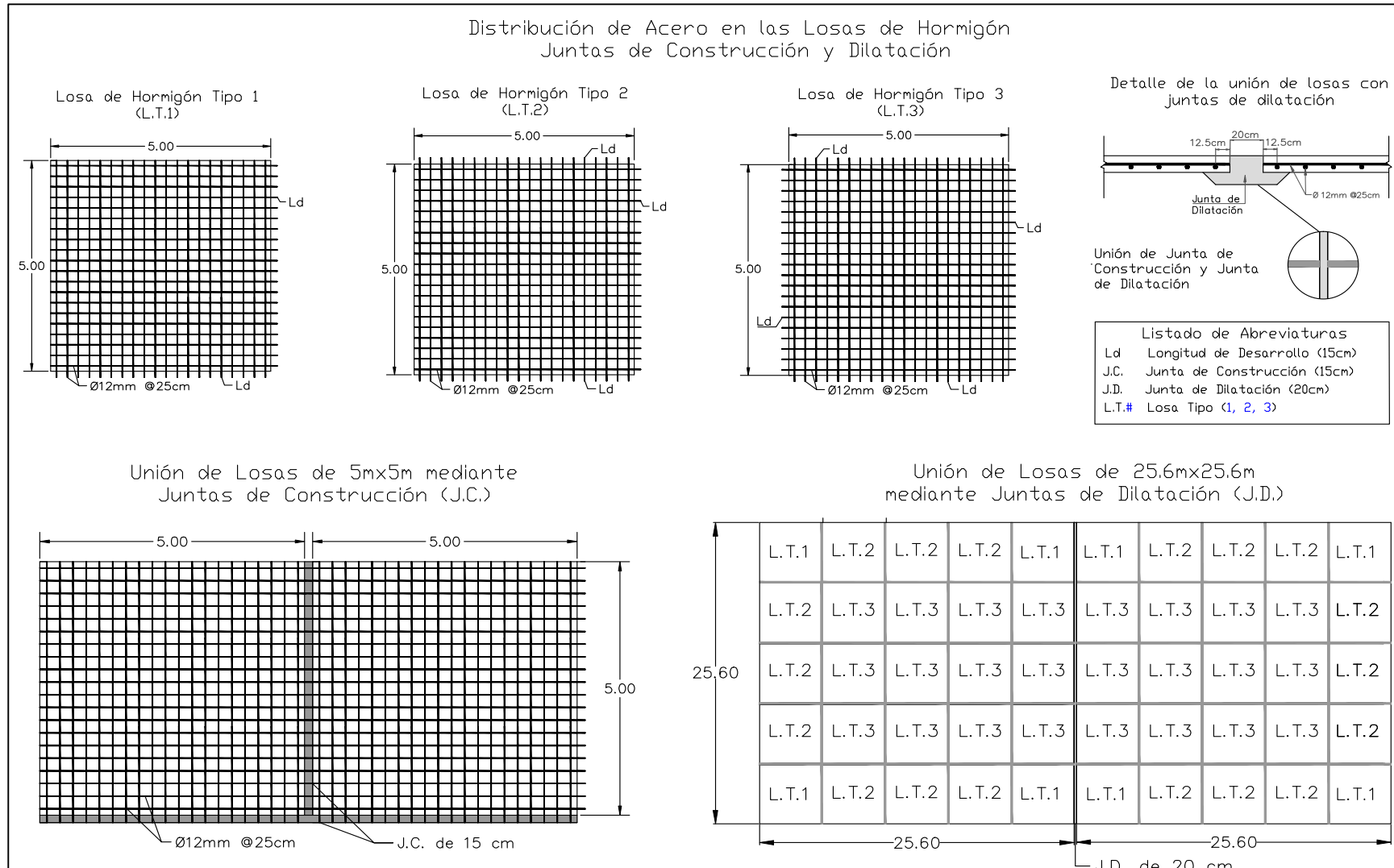


Figura 3. 7. Detalle de la distribución de aceros en las losas de hormigón, juntas de construcción y de dilatación



4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se presentó la metodología de diseño para el cálculo de los dos tipos de revestimiento, posibles a utilizar en el proyecto PACALORI, esta metodología está aplicada a la presa Chojampe 2. Los diseños se realizaron a partir de expresiones empíricas y de recomendaciones proporcionadas por varios autores e instituciones internacionales, con el fin de obtener las características de cada uno de los revestimientos y recomendar uno de ellos como protección de los taludes de las presas de tierra de este proyecto.

Mediante el estudio de dichas características y de la metodología utilizada para evaluar los dos tipos de revestimiento, se presenta las siguientes conclusiones:

- ✓ El procedimiento de cálculo de la Experiencia Cubana determinó que el diámetro de piedra a utilizar en el enrocamiento a volteo debe cumplir con un $D_{50\%} = 0.30 \text{ m}$, ósea, el 50% de las piedras deben tener un diámetro mayor a 0.30 m .
- ✓ El espesor del revestimiento con enrocamiento a volteo se calculó en base a la Experiencia Cubana y resultó de **60 cm**. Este resultado se comparó con las recomendaciones de tres autores: *Ministerio de Medio Ambiente del Estado de British Columbia* (Canadá), en su publicación "Rip-rap Design Guide", que recomienda un espesor no menor a 35 cm ; *Sherard J. L. y otros (1963)*, recomienda un espesor mínimo de 30 cm para alturas de ola menores a 60 cm y el *United States Bureau of Reclamation (USBR)*, recomienda un espesor 45 cm para longitudes de fetch menores a 1.6 km , las cuales cumplen con las características de la presa Chojampe 2 (altura de ola y longitud de fetch). Por lo tanto, el espesor de 60 cm calculado se ajusta a las tres recomendaciones mencionadas y es el que se recomienda utilizar.
- ✓ En el caso de revestimiento con losas de hormigón, un espesor de **20 cm** cumple los criterios de estabilidad (flotación y arrastre) y se ajusta a las recomendaciones de *Sherard J.L. (1963)*, que sugiere espesores de losa entre 20 cm y 30 cm , *Armas Novoa y Horta Mestas*, que proponen espesores entre 15 cm y 25 cm y el *United States Bureau of Reclamation (USBR)*, que recomienda espesores entre 10 cm y 30 cm . Además es seguro desde el punto de vista constructivo.



- ✓ El acero de refuerzo recomendado tiene un diámetro de 12 *mm* colocados en dos direcciones con un espaciamiento de 25 *cm* y en el centro de la losa. Al igual que el espesor, el acero cumple con las recomendaciones proporcionadas por varios autores e instituciones internacionales.
- ✓ Luego de analizar los dos tipos de revestimiento (enrocamiento a volteo y losas de hormigón), utilizar enrocamiento a volteo sería una buena opción por razones técnicas, constructivas y su gran capacidad de disipación de energía de las olas, aunque se requiere de un análisis económico comparativo entre ambas alternativas, ya que las canteras para el enrocamiento a volteo se encuentran en la provincia de Santo Domingo de Tsáchilas.

Independientemente del tipo de revestimiento que se vaya a utilizar en el proyecto, se provee las siguientes recomendaciones:

- ✓ Si van a emplearse cantos rodados en el enrocamiento a volteo se necesita una capa de mayor espesor y rocas de mayor tamaño, o de lo contrario, disminuir la pendiente del terraplén para garantizar su estabilidad, de forma que garantice el equilibrio del enrocamiento, especialmente si los cantos rodados son de diámetro uniforme.
- ✓ Se recomienda fundir losas pequeñas de dimensiones de 5x5 *m*, que se unan mediante juntas de construcción de 15 *cm*, en las que el acero pase a través de ellas. Luego, estas losas se unirán hasta formar paños de 25.6x25.6 *m*, mediante juntas de dilatación de 20 *cm*, rellenas de asfalto para darles flexibilidad. Cuando se trata de losas de hormigón prefabricadas se sigue el mismo procedimiento y en la zona de izaje se refuerza con mayor cantidad de acero.
- ✓ La protección del talud aguas arriba siempre debe estar asentada sobre un material de apoyo; este material de apoyo debe cumplir con la condición de *Bertram (1940)*, para evitar el sifonamiento mecánico del material de la cortina (Expresión 1.1). *Sherard J. L. (1963)* recomienda para alturas de ola de hasta 1.20 *m*, espesores del material de apoyo de 15 *cm*, pero debido a requerimientos de la construcción y el propio comportamiento de los equipos existentes hacen necesario garantizar el trabajo del material de apoyo, por lo que se recomienda un espesor de **30 *cm***.



5 BIBLIOGRAFÍA

- ✓ Armas Novoa, R., & Horta Mestas, E. (2010). *PRESAS DE TIERRA*. La Habana: Félix Varela.
- ✓ Barzallo Sarmiento, E. L., & Guerrero Merchán, C. R. (2013). *ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN DE CRITERIOS PARA LA ESTIMACIÓN DEL BORDO LIBRE EN PRESAS DE TIERRA CON APLICACIÓN AL PROYECTO PACALORI*. Cuenca.
- ✓ Carmany. (1963). *FORMULAS TO DETERMINE STONE SIZE FOR HIGHWAY EMBANKMENT PROTECTION*.
- ✓ Diaz, J. S. (2001). *CONTROL DE EROSION EN ZONAS TROPICALES*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.
- ✓ Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (2004). *TEORÍA Y APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE SUELOS*. México: Limusa S.A. de C.V.
- ✓ Marsal , R., & Reséndiz Nuñez, D. (1979). *PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO*. México: Limusa.
- ✓ Ministerio del Medio Ambiente. (junio de 2003). *RIP-RAP DESIGN AND CONSTRUCTION GUIDE*. British Columbia. Obtenido de www.env.gov.bc.ca
- ✓ Novak, P., Moffat, A., & Nalluri, C. (2001). *ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS*. Bogotá: Mc Graw Hill.
- ✓ PROMAS, U. d. (2014). *Estudio de Factibilidad: Climatología, Hidrología, Sedimentología y Balance Hídrico*. Cuenca.
- ✓ Sherard, J. L. (1963). *PRESAS DE TIERRA Y TIERRA Y ROCA*. New York: Edición Revolucionaria.
- ✓ Thorn. (1960). *THE DESIGN OF SEA DEFENSE WORK*. Londres.
- ✓ United States Department of the Interior & BUREAU of Reclamation. (1980). *DESING OF SMALL DAMS* (Vol. 9). (J. L. LEPE, Trad.) MEXICO: COMPAÑIA EDITORIAL CONTINENTAL S.A. Recuperado el 27 de 08 de 2014
- ✓ USACE, U.S. Army Corps Of Engineers. (1991). *HYDRAULIC DESIGN OF FLOOD CONTROL CHANNELS*. Washington DC.